



Joana de Sá Martins de Oliveira Faneco

Licenciada em Ciências da Engenharia Civil

Determinação em Laboratório do Coeficiente de Impulso em Repouso

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil (Perfil de Geotecnia)

Orientadora: Prof.^a Doutora Teresa Santana, FCT-UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Nuno Guerra, FCT-UNL

Arguente: Prof. Doutor Armando Antão, FCT-UNL



**FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA**

Janeiro de 2012



Joana de Sá Martins de Oliveira Faneco

Licenciada em Ciências da Engenharia Civil

Determinação em Laboratório do Coeficiente de Impulso em Repouso

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil (Perfil de Geotecnia)



**FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA**

Janeiro de 2012

Copyright Joana de Sá Faneco, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Ao avô Francisco

Agradecimentos

Em primeiro lugar, um especial agradecimento à minha orientadora, Prof.^a Teresa Santana, pela importante contribuição no desenvolvimento desta dissertação. Não só no âmbito académico como também a nível pessoal, a sua sabedoria, disponibilidade e motivação constituíram-se elementos essenciais na concretização do curso e, em particular, na conclusão deste trabalho.

Ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia, e respectivos docentes, pelos meios físicos e pedagógicos colocados à minha disposição.

Ao técnico de laboratório, Jorge, pela constante disponibilidade na preparação dos ensaios e pelo constante interesse em garantir o seu sucesso ou em descobrir os porquês do insucesso. Ao Gonçalo Boto e à Ana Barra, pelo contributo com o equipamento e com a caracterização do solo. Ao João Gandaio, pela disponibilidade e partilha do seu trabalho.

Aos colegas e amigos do curso de Engenharia Civil que sempre souberam dar os melhores conselhos e que com palavras, acções ou sabedoria me ajudaram a chegar aonde me encontro hoje. Em particular ao Roland, pela importante ajuda com o funcionamento do equipamento.

Aos meus pais, Ana e Artur, pelo valor inigualável que têm e por nunca me deixarem desistir. Por serem as duas pessoas a quem mais devo o rumo que tomei a nível escolar e por me terem formado e educado com todo o amor, afecto, consciência social e moral. À minha irmã, avô, avó e tia avó, por acreditarem nas minhas capacidades e valor. Ao meu Gaspar pela companhia e compreensão incondicional.

À Mónica e à Ágata, pelo importante papel que desempenham na minha vida. Por me distraírem quando a concentração não é pedida e por me terem dado, e continuarem a dar, força e alento... Na vida.

A todos os demais amigos, pela paciência em ouvir-me falar sobre Geotecnia e, mesmo percebendo pouco do assunto, mantêm a atenção. Pela amizade que partilhamos e me dá ânimo para prosseguir com sucesso a minha vida pessoal e profissional.

A todos aqueles que incluí nos parágrafos acima, aos que não incluí, mas devia ter incluído,

Obrigada na vida.

Resumo

Neste trabalho pretende-se estudar e quantificar o coeficiente de impulso em repouso de provetes reconstituídos de um dado solo presente no laboratório de Mecânica dos Solos do DEC – FCT, no estado normalmente consolidado e sobreconsolidado, através da realização de ensaios triaxiais de consolidação K_0 controlados computacionalmente. Para a realização dos ensaios empregou-se o sistema GDSTAS da GDSLab, disponível no mesmo laboratório, cujo funcionamento se encontra descrito no trabalho. Previamente à determinação propriamente dita do K_0 , realizaram-se ensaios triaxiais de aferição que permitissem estabelecer um procedimento a aplicar na consolidação K_0 utilizando o equipamento existente. Destes ensaios retiraram-se algumas conclusões parciais, sobretudo no que diz respeito à utilidade do dispositivo de extensão na condução de ensaios triaxiais de consolidação K_0 e, ainda, relativamente à taxa de carregamento a que o mesmo deve ser conduzido. Finalmente, procedeu-se à determinação do coeficiente de impulso em repouso, aplicando para tal as premissas já estabelecidas. Tendo-se verificado que os provetes ensaiados se encontram inicialmente sobreconsolidados com graus de sobreconsolidação diferentes, observou-se que a preparação dos provetes apresenta uma forte relevância quando se pretendem comparar resultados de vários ensaios sobre provetes fabricados a partir do mesmo solo. Estudou-se ainda a influência da utilização de tensões verticais efectivas ou tensões médias efectivas na determinação gráfica da tensão de pré-consolidação dos provetes. Em geral, observou-se que, para o estado normalmente consolidado os resultados das equações de Jáky (1944) e Alpan (1967) devolvem uma boa aproximação ao valor obtido experimentalmente, por vezes subestimando-o. Relativamente ao estado sobreconsolidado, observou-se que as equações de Schmidt (1955) e Alpan (1967) devolvem resultados próximos dos resultados experimentais para graus de sobreconsolidação baixos, inferiores a $OCR = 2$. Na modelação do ensaio triaxial de consolidação K_0 no Plaxis, observaram-se algumas limitações do software quando se pretende manter a deformação radial do provete nula.

Termos-chave: Ensaio triaxial de consolidação K_0 , Coeficiente de impulso em repouso, Dispositivo de extensão, Taxa de carregamento, Grau de sobreconsolidação, Plaxis.

Abstract

This paper concerns about the study and quantification of the coefficient of earth pressure at rest of a normally consolidated and overconsolidated reconstituted sample prepared from the soil available in the Soil Mechanics laboratory sited in DEC – FCT, by performing a computer controlled K_0 triaxial test. The system applied to control the triaxial tests is named GDSTAS, from GDSLlab, which is available same laboratory mentioned above, and whose operation is described during the document. Prior the actual determination of K_0 , a series of trial triaxial tests are held in order to establish a procedure to follow during the K_0 consolidation using the equipment available. These trials led to some partial conclusions, mostly regarding the use of the extension cap while performing K_0 triaxial tests and the loading rate at which it should be carried out. Finally, applying the principles established, the determination of the coefficient of earth pressure at rest was at last completed. It was found that the samples tested are initially overconsolidated with different over consolidation ratios, thus it was verified that sample preparation has a strong impact when comparing results from different tests conducted on samples made from the same soil. It was also developed a study in order to examine the influence that using the effective axial stress or the effective mean stress has when graphically determining the pre-consolidation stress of the samples. In general, it was observed that the results from Jaky's (1944) and Alpan's (1967) equations are well adjusted to experimental results, occasionally underestimating them. For the over consolidation condition, it was found that Schmidt's (1955) and Alpan's (1967) equation are close do experimental results only for low over consolidation ratios, under $OCR = 2$. Regarding Plaxis modeling of K_0 triaxial tests, it was revealed some constraints when trying to maintain zero the radial deformation of the sample.

Keywords: K_0 Triaxial tests, Coefficient of earth pressure at rest, Extension cap, Loading rate, Overconsolidation ratio, Plaxis.

Lista de Símbolos e Abreviaturas

Símbolos

A_0	Área transversal inicial do provete
D_0	Diâmetro inicial do provete
E_c	Energia de compactação
H_0	Altura inicial do provete
K_0	Coefficiente de impulso em repouso
K_D	Índice de tensão horizontal
K_a	Coefficiente de impulso activo
K_p	Coefficiente de impulso passivo
V_0	Volume inicial do provete
e_0	Índice de vazios inicial
m_s	Massa das partículas secas
m_w	Massa de água
u_0	Pressão intersticial inicial
u_e	Excesso de pressão intersticial
$w_{opt.}$	Teor em água óptimo
$w_{nat.}$	Teor em água natural
γ_h	Peso volúmico húmido
γ_d	Peso volúmico seco
γ_w	Peso volúmico da água
ε_V	Extensão volumétrica
ε_a	Extensão axial
ε_r	Extensão radial
σ'_h	Tensão horizontal efectiva
σ'_{h0}	Tensão horizontal efectiva <i>in-situ</i>
σ'_a	Tensão axial efectiva
σ'_r	Tensão radial efectiva
σ'_v	Tensão vertical efectiva
σ'_{v0}	Tensão vertical efectiva inicial
σ_h	Tensão horizontal total
σ_a	Tensão axial total
σ_r	Tensão radial total

σ_v	Tensão vertical total
ϕ'_{CSL}	Ângulo de resistência ao corte definido a partir da Linha de Estados Críticos
ϕ'_{peak}	Ângulo de resistência ao corte definido a partir da tensão de pico correspondente à tensão de corte não drenada
Δu	Variação da pressão intersticial
$\Delta \sigma$	Variação da tensão total
ΔH	Deformação axial
ΔV	Deformação volumétrica
A	Área transversal do provete
B	Parâmetro de Skempton
D	Diâmetro do provete
$E_{u;30}$	Módulo de deformabilidade não drenado associado a 30% da tensão de rotura
H	Altura do provete
K	Coefficiente de impulso
M	Declive da projecção da Linha de Estados Críticos num plano onde $v = 0$
V	Volume do provete
dV	Diferencial de volume do provete
e	Índice de vazios
m	Massa total de solo
p	Tensão média total
p'	Tensão média efectiva
q	Tensão deviatória
t	Tempo
u	Pressão intersticial
v	Volume específico
z	Profundidade
α	Expoente da equação de Schmidt (1966)
ρ	Massa volúmica do solo
ϕ'	Ângulo de resistência ao corte do solo

Abreviaturas

ASTM	American Society for Testing and Materials
ASTM D	ASTM Designation
BS	British Standard

CD	Consolidated Drained
CEN	Comité Européen de Normalisation
<i>Comm Port</i>	Communication Port
CU	Consolidated Undrained
DEC	Departamento de Engenharia Civil
DIN	Deutsches Institut für Normung
FCT	Faculdade de Ciências e Tecnologia
GDS	Global Digital System
GDSTAS	GDS Triaxial Automated System
IP	Índice de Plasticidade
ISO	International Organization for Standardization
JGS	Japanese Geotechnical Standard
LCN	Linha de Compressão Normal
LEC	Linha de Estados Críticos
LL	Limite de Liquidez
<i>ln</i>	Logaritmo neperiano
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LNEC E	Especificação LNEC
<i>log</i>	Logaritmo decimal
MUX	Multiplexing
NC	Normalmente Consolidado
NF	Norma Francesa
NP	Norma Portuguesa
OC	Sobreconsolidado
OCR	Over Consolidation Ratio (Grau de sobreconsolidação)
PBPMT	Prebored PMT
PMT	Pressuremeter
PVC	Polyvinyl Chloride
RS	Recommended Standard
SBPMT	Selfbored PMT
SC	Clayey Sand
SHANSEP	Stress History and Normalized Soil Engineering Parameters
STDDPC	Standard Digital Pressure Controller
TS	Technical Specification
TTE	Trajectória de Tensões Efectivas
TTT	Trajectória de Tensões Totais

UNL	Universidade Nova de Lisboa
UU	Unconsolidated Undrained
WF	Wykeham Farrance

Índices

<i>i</i>	Inicial
<i>f</i>	Final
<i>máx.</i>	Máximo

Índice Geral

1. Introdução	1
1.1. Considerações gerais.....	1
1.2. Objectivos e organização da dissertação.....	2
2. Revisão Bibliográfica: Métodos de Determinação do Coeficiente de Impulso em Repouso	5
2.1. Considerações gerais.....	5
2.2. Enquadramento teórico	5
2.3. Métodos <i>in-situ</i> de determinação do K_0	9
2.4. Métodos correlacionais que permitem estimar K_0	10
2.5. Métodos laboratoriais de determinação do K_0	13
2.5.1. Considerações iniciais.....	13
2.5.2. Fronteira lateral rígida: ensaios edométricos	14
2.5.3. Fronteira lateral flexível: ensaios triaxiais.....	15
2.5.4. Algumas considerações acerca do processo de saturação dos provetes.....	21
3. Equipamento de Ensaio e Software de Aquisição de Dados	23
3.1. Considerações gerais.....	23
3.2. Equipamento de ensaio	24
3.2.1. Ligações entre os equipamentos	24
3.2.2. Câmara Triaxial	25
3.2.3. Controladores digitais de pressão/volume (STDDPC – The GDS <i>Standard Pressure Controller</i>).....	27
3.2.4. Dispositivo de extensão	28
3.2.5. Prensa Hidráulica <i>Tritech</i> (50 kN)	29
3.2.6. Equipamento de aquisição de dados	30
3.2.7. Transdutor de pressão intersticial e transdutor de deslocamentos	30
3.3. Software de aquisição de dados	31
3.3.1. Processo de funcionamento	31
3.3.2. Módulo de saturação/consolidação (SATCON)	33
3.3.3. Módulo triaxial clássico.....	35
3.3.4. Módulo de consolidação K_0	36
4. Ensaios Triaxiais de Aferição	39

4.1.	Objectivos	39
4.2.	Caracterização do solo e preparação dos provetes.....	40
4.2.1.	Considerações iniciais.....	40
4.2.2.	Ensaio de identificação.....	40
4.2.3.	Ensaio Proctor normal	41
4.2.4.	Preparação dos provetes.....	42
4.3.	Ensaio Triaxial Clássico CU	44
4.3.1.	Considerações iniciais.....	44
4.3.2.	Instalação dos provetes na câmara triaxial.....	45
4.3.3.	Etapa de saturação	46
4.3.4.	Desenvolvimento do ensaio triaxial clássico CU (ETCCU).....	47
4.4.	Aferição do procedimento da consolidação K_0	51
4.4.1.	Considerações iniciais.....	51
4.4.2.	Modo de actuação do dispositivo de extensão	52
4.4.3.	Utilidade do dispositivo de extensão durante a etapa de consolidação K_0	53
4.4.4.	Verificação da condição $\varepsilon_r = 0$	54
4.4.5.	Verificação da condição do excesso de pressão intersticial nulo.....	56
4.5.	Conclusões parciais	58
5.	Ensaio Triaxial de Consolidação K_0	59
5.1.	Objectivos	59
5.2.	Ensaio triaxial de consolidação K_0	60
5.3.	Análise dos resultados experimentais	63
5.3.1.	Grau de sobreconsolidação inicial	63
5.3.2.	Estudo do K_0 para o ciclo de carga	67
5.3.3.	Estudo do K_0 para o ciclo de descarga.....	69
5.3.4.	Comparação entre os resultados experimentais e os métodos correlacionais que permitem estimar o K_0	70
5.4.	Modelação do ciclo de carga do ensaio ETK_0	73
5.4.1.	Considerações iniciais.....	73
5.4.2.	Abordagem 1	75
5.4.3.	Abordagem 2	77
6.	Conclusões Finais e Desenvolvimentos Futuros.....	81
7.	Referências Bibliográficas.....	87

Índice de Figuras

Figura 2.1 Tensões a actuar num ponto P à profundidade z, com nível freático à superfície.....	6
Figura 2.2 Trajectória de tensões de um solo sujeito a carga-descarga-recarga (adaptado de Mayne e Kulhawy, 1982)	8
Figura 2.3 (a) Esquema representativo do ensaio pressiométrico (b) Aspecto físico da sonda utilizada no ensaio dilatométrico	10
Figura 2.4 Determinação da tensão horizontal efectiva <i>in-situ</i> através do Método alternativo proposto por Poulos e Davis (1972) (adaptado de Head, 1998)	18
Figura 2.5 Dissipação das pressões intersticiais de um provete constituído por argilas de Londres com drenagem através de uma das bases e ainda drenagem radial, consoante diversas taxas de carregamento (adaptado de Siddique et al., 1995).....	19
Figura 2.6 Dissipação das pressões intersticiais de um provete constituído por argilas de Londres com drenagem através de ambas as bases e ainda drenagem radial, consoante diversas taxas de carregamento (adaptado de Siddique et al., 1995).....	20
Figura 2.7 Dissipação das pressões intersticiais de um provete constituído por argilas de Londres com drenagem apenas radial, consoante diversas taxas de carregamento (adaptado de Siddique et al., 1995).....	20
Figura 3.1 Configuração do sistema GDSTAS (adaptado de The GDS Triaxial Automated System Hardware Handbook, 2000).....	24
Figura 3.2 Elementos constituintes da câmara triaxial (adaptado de Wykeham Farrance, 2008)	26
Figura 3.3 Pormenor dos circuitos das torneiras inseridas na base da câmara triaxial	26
Figura 3.4 Aspecto dos controladores digitais de pressão/volume STDDPC.....	27
Figura 3.5 Esquema do modo de operação dos controladores de pressão/volume – STDDPC (GDS Instruments, Lda., 2000).....	28
Figura 3.6 Aspecto do dispositivo de extensão.....	28
Figura 3.7 Esquema do dispositivo de extensão	29
Figura 3.8 Aspecto da prensa hidráulica <i>Tritech</i>	30
Figura 3.9 Aspecto da janela que permite definir o intervalo de registo de informação	31
Figura 3.10 Aspecto da janela referente ao modo “Rampas de Saturação”.....	33
Figura 3.11 Aspecto da janela referente ao modo “Consolidação”	34
Figura 3.12 Aspecto da janela referente ao modo “Verificação do parâmetro B”	34
Figura 3.13 Aspecto da janela referente ao módulo de ensaio triaxial clássico na variante CU	35

Figura 3.14 Aspecto da janela referente ao modo “ K_0 com medição directa da deformação radial”	36
Figura 3.15 Aspecto da janela referente ao modo “ K_0 com medição indirecta da deformação radial”	37
Figura 4.1 Curva granulométrica do solo ensaiado.....	41
Figura 4.2 Curvas de compactação resultante dos ensaios Proctor realizados sobre o solo ensaiado	42
Figura 4.3 Comparação entre a curva de compactação do Ensaio Proctor e as características dos provetes preparados.....	44
Figura 4.4 Manga flexível de PVC encaixada na placa superior de acrílico instalada no topo do provete e respectiva ligação à base da câmara triaxial	46
Figura 4.5 Gráfico $\ln(p') - v$ para a consolidação isotrópica do ensaio ETCCU	48
Figura 4.6 Resumo da fase de corte do ensaio ETCCU num referencial $p' - q$	49
Figura 4.7 Gráfico $\epsilon_a - q$ correspondente à fase de corte do ensaio ETCCU	50
Figura 4.8 Gráfico da evolução da tensão radial efectiva e da tensão axial efectiva no decorrer da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK ₀₅	53
Figura 4.9 Ampliação da área delimitada a tracejado no gráfico da Figura 4.8	54
Figura 4.10 Gráfico da evolução do quociente ϵ_r/ϵ_a com a tensão axial efectiva, σ'_a no decorrer da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK ₀₅	55
Figura 4.11 Gráfico da evolução da extensão radial, ϵ_r , com a tensão axial efectiva, σ'_a no decorrer da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK ₀₅	55
Figura 4.12 Gráfico da relação entre a deformação axial com a deformação volumétrica no decorrer da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK ₀₅	56
Figura 4.13 Gráfico da evolução do carregamento no decorrer da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK ₀₅	57
Figura 4.14 Gráfico do desenvolvimento do excesso de pressão intersticial, u_e , com a tensão axial efectiva, σ'_a no decorrer da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK ₀₅	57
Figura 5.1 Gráfico da evolução das tensões radial e axial efectivas com o tempo de duração dos ciclos de carga e descarga do ensaio ETK ₀	62
Figura 5.2 Trajectória de tensões efectivas para os ciclos de carga e descarga do ensaio ETK ₀	63
Figura 5.3 Determinação de σ'_p no gráfico $\log(\sigma'_a) - v$ para o ciclo de carga do ensaio ETK ₀	64
Figura 5.4 Determinação de σ'_p no referencial $\log(p') - v$ para o ciclo de carga do ensaio ETK ₀	64
Figura 5.5 Evolução $\log(\sigma'_a) - v$ para o ciclo de carga do ensaio ETK ₀ e para o ensaio ETAK ₀₅	66
Figura 5.6 Trajectória de tensões efectivas para o ciclo de carga do ensaio ETK ₀	67

Figura 5.7 Gráfico da evolução $\sigma'_a - K_0$ correspondente ao ciclo de carga do ensaio ETK ₀	68
Figura 5.8 Coeficiente de impulso em repouso dos ensaios ETK ₀ e ETAK ₀₅ ignorando a fase inicial do gráfico (fase sobreconsolidada)	68
Figura 5.9 Evolução $\sigma'_a - K_0$ para o ensaio ETAK ₀₅	69
Figura 5.10 Trajectória de tensões efectivas para o ciclo de descarga do ensaio ETK ₀	69
Figura 5.11 Evolução $\sigma'_a - K_0$ para o ciclo de descarga do ensaio ETK ₀	70
Figura 5.12 Evolução OCR – K_0 para os ensaios ETK ₀ e ETAK ₀₅ . Comparação com as equações de Schmidt (1955) e Alpan (1967).....	72
Figura 5.13 Determinação dos parâmetros de rigidez, λ^* e κ^* , para o modelo <i>Soft Soil</i>	74
Figura 5.14 Restrições base do modelo e respectiva malha e dimensões	75
Figura 5.15 Modelo adoptado na primeira abordagem	76
Figura 5.16 Trajectória em termos de tensões efectivas para a Abordagem 1 da modelação numérica	77
Figura 5.17 Modelo adoptado na segunda abordagem	78
Figura 5.18 Trajectória em termos de tensões efectivas para a Abordagem 2 da modelação numérica	79
Figura 5.19 Evolução da tensão axial efectiva, σ'_a , com a extensão radial, ϵ_r , correspondente à segunda abordagem da modelação	79

Índice de Quadros

Quadro 4.1 Resumo dos resultados do ensaio Proctor normal	41
Quadro 4.2 Resumo das quantidades necessárias para o fabrico dos provetes reconstituídos de areia argilosa.....	43
Quadro 4.3 Resumo das características dos provetes reconstituídos de areia argilosa	44
Quadro 4.4 Características do provete utilizado no ensaio ETCCU	47
Quadro 4.5 Plano dos ciclos de carregamento da consolidação isotrópica do ensaio ETCCU.	48
Quadro 4.6 Características do provete utilizado no ensaio ETAK _{0.5}	51
Quadro 5.1 Características do provete utilizado no ensaio ETK ₀	60
Quadro 5.2 Pressões a actuar na câmara do final da etapa de saturação do ensaio ETK ₀	60
Quadro 5.3 Tensões efectivas aplicadas ao provete no início e no fim do ciclo de carga da etapa de consolidação K ₀ do ensaio ETK ₀	61
Quadro 5.4 Tensões efectivas aplicadas ao provete no início e no fim do ciclo de descarga da etapa de consolidação K ₀ do ensaio ETK ₀	61
Quadro 5.5 Duração dos ciclos de carga e descarga e duração total da etapa de consolidação K ₀ do ensaio ETK ₀	62
Quadro 5.6 Graus de sobreconsolidação iniciais dos provete do ensaio ETK ₀ e do ensaio ETCCU	65
Quadro 5.7 Resumo dos valores de K ₀ calculados a partir dos resultados experimentais correspondentes aos ensaios ETK ₀ e ETAK _{0.5} e a partir dos métodos correlacionais	71
Quadro 5.8 Parâmetros utilizados para definir o modelo <i>Soft Soil</i>	74
Quadro 5.9 Condições iniciais do modelo para ambas as abordagens.....	75
Quadro 5.10 Fases de cálculo da primeira abordagem	76
Quadro 5.11 Fases de cálculo da segunda abordagem.....	78

1. Introdução

1.1. Considerações gerais

Qualquer obra de Engenharia Civil apresenta, com maior ou menor relevância, elementos estruturais de fundação responsáveis pela transmissão de cargas ao terreno que as suporta. Como tal, a caracterização geotécnica desse terreno apresenta-se como uma etapa importante para o correcto dimensionamento dos elementos em causa, de forma a que, de um modo geral, não ocorram situações indesejáveis associadas à capacidade resistente do solo e/ou a deformações excessivas da superestrutura.

A caracterização geotécnica é uma tarefa no âmbito da Geotecnia que pressupõe a determinação de diversos parâmetros capazes de representar o comportamento do terreno perante determinadas solicitações. Este comportamento importa sobretudo conhecer em termos de capacidade resistente, permitindo definir a segurança do solo em relação à rotura, e em termos de características de deformabilidade, o que permite avaliar a eventual ocorrência de deslocamentos excessivos.

Entre os parâmetros de caracterização do solo destaca-se a importância do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , o qual permite definir o estado de tensão originalmente instalado no solo. A definição deste parâmetro torna-se particularmente relevante quando o funcionamento da estrutura não permite que ocorram deslocamentos elevados, pois se o estado de tensão em repouso for mantido, então é possível melhor controlar os deslocamentos experimentados pela estrutura. O exemplo mais comum deste tipo de estruturas são os muros de contenção fundados em maciços rígidos que impedem o deslocamento da estrutura a partir da base (deslizamento ou rotação), ou ainda as paredes exteriores de pisos enterrados de edifícios que se encontram contraventadas por lajes.

Para além de representar um parâmetro importante no dimensionamento do tipo de estruturas acima referidas, o coeficiente de impulso em repouso permite ainda estimar outros parâmetros de cálculo através de correlações mais ou menos empíricas, desenvolvidas ao longo dos anos por diversos autores, que possuem também uma forte relevância na caracterização do solo. Estes parâmetros são,

por exemplo, o ângulo de resistência ao corte do solo, a resistência não drenada em solos argilosos ou o coeficiente de Poisson em análises em meio elástico.

Ao longo dos anos têm sido propostos diversos métodos que permitem calcular o K_0 através dos mais variados procedimentos. Entre estes métodos salienta-se o ensaio triaxial de consolidação K_0 que constitui um dos métodos laboratoriais mais usados na determinação do coeficiente de impulso em repouso e que se será objecto de análise neste documento.

1.2. Objectivos e organização da dissertação

Introduzido pela primeira vez por Bishop e Henkel (1962), o ensaio triaxial de consolidação K_0 tem sofrido até a actualidade diversas adaptações, sobretudo no que diz respeito à aquisição e ao registo automático de dados. Neste estudo pretende-se determinar o coeficiente de impulso em repouso do solo disponível no laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologias da UNL, sujeito a ciclos de carga e descarga, utilizando para tal o sistema laboratorial instalado no mesmo laboratório. Para atingir este objectivo, é essencial estudar o modo de funcionamento do equipamento e afinar todo um procedimento de ensaio capaz de obter resultados que verifiquem as condições de validade impostas num ensaio triaxial de consolidação em condições K_0 .

Com o procedimento a adoptar perfeitamente definido, pretende-se conduzir um ensaio triaxial de consolidação K_0 que permita determinar o coeficiente de impulso em repouso da areia argilosa em estudo, no estado normalmente consolidado e no estado sobreconsolidado. Para tal, durante o ensaio serão impostos ciclos de carga e descarga de forma a ser possível obter uma relação entre o K_0 do solo e o correspondente grau de sobreconsolidação, OCR . Esta relação irá permitir observar se as expressões correlacionais desenvolvidas neste contexto até aos dias de hoje se aproximam à relação $K_0 - OCR$ obtida experimentalmente. No âmbito das expressões correlacionais desenvolvidas até à actualidade, pretende-se ainda comparar o valor experimental obtido para o K_0 do solo em estudo no estado normalmente consolidado com a equação de Jáky (1944) e com outras equações habitualmente menos utilizadas.

Finalmente, pretende-se modelar numericamente através do software Plaxis um ensaio triaxial de consolidação K_0 e comparar os resultados obtidos mediante via experimental, via numérica e através das expressões correlacionais.

Capítulo 1

O primeiro capítulo do presente documento pretende realçar a importância do coeficiente de impulso em repouso no âmbito do dimensionamento geotécnico, com uma breve referência ao método

laboratorial mais aplicado na sua determinação. São ainda referidos os objectivos que desencadearam o estudo elaborado, descrevendo-se de forma sumária o conteúdo de cada capítulo encontrado pelo leitor ao longo da dissertação.

Capítulo 2

Numa fase inicial do Capítulo 2 é elaborado um enquadramento teórico da matéria abordada no documento, definindo-se conceitos básicos da Mecânica dos Solos essenciais à sua compreensão. De seguida, apresenta-se a revisão bibliográfica desenvolvida no sentido de compreender o histórico acerca dos métodos de determinação do coeficiente de impulso em repouso até a actualidade. Tendo-se distinguido entre três métodos capazes de avaliar o K_0 de um solo (*in-situ*, correlacionais e laboratoriais), é dado especial enfoque ao método laboratorial que aplica os ensaios triaxiais para determinar o referido parâmetro. Para este procedimento em particular tentou-se ainda perceber quais as considerações que devem ser tomadas durante a sua condução de forma a validar os resultados obtidos.

Capítulo 3

No terceiro capítulo o leitor irá encontrar uma descrição pormenorizada acerca do equipamento utilizado para conduzir os ensaios triaxiais de consolidação K_0 realizados, o qual se encontra disponível no Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologias da UNL. Entre a descrição do equipamento encontra-se exposta, não só, uma breve abordagem ao funcionamento do hardware, como também às ligações que unem os diversos elementos intervenientes no ensaio. É também apresentado o software de aquisição automática de dados empregue para conduzir os ensaios triaxiais de consolidação K_0 , referindo-se com algum pormenor o modo de operação de cada módulo de ensaio utilizado em cada etapa de realização dos ensaios.

Capítulo 4

No quarto capítulo encontra-se descrito o trabalho de aferição desenvolvido com o objectivo de estabelecer um procedimento a adoptar na realização dos ensaios triaxiais de consolidação K_0 que permita obter resultados válidos para o coeficiente de impulso em repouso, utilizando o equipamento apresentado no Capítulo 3.

Inicialmente apresentam-se os resultados de um ensaio triaxial clássico não drenado com consolidação isotrópica, a partir do qual se pretendeu caracterizar mecanicamente o solo constituído por areia argilosa.

Numa primeira abordagem à aferição do procedimento, apresenta-se uma análise ao funcionamento do dispositivo de extensão, quer no sentido de definir o seu modo de actuação no procedimento de ensaio, como na determinação da sua utilidade na realização dos ensaios triaxiais de consolidação K_0 . De seguida, é verificado se a condição de deformação radial nula, necessária à validação dos resultados obtidos, é mantida ao longo de todo o ensaio dentro dos níveis de valores considerados aceitáveis pelos autores referidos no Capítulo 2. Finalmente, com base na revisão bibliográfica, é seleccionada criteriosamente uma taxa de carregamento para a etapa de consolidação K_0 . A validade desta taxa é averiguada através do desenvolvimento do excesso de pressão intersticial durante o decorrer da etapa de consolidação K_0 , que se deve manter aproximadamente nula. Para terminar, apresentam-se algumas conclusões parciais acerca dos assuntos abordados ao longo do Capítulo 4 que irão permitir desenvolver o capítulo seguinte.

Capítulo 5

No Capítulo 5 são postas em prática as conclusões parciais obtidas no capítulo anterior. Com isto, apresentam-se os resultados obtidos para o coeficiente de impulso em repouso do solo ensaiado a partir de um ensaio triaxial de consolidação K_0 que inclui etapas correspondentes a um ciclo de carga e a um ciclo de descarga. Este resultado obtido laboratorialmente pretende ser comparado com os valores resultantes das expressões correlacionais apresentadas no Capítulo 2, quer para solos normalmente consolidados como para solos sobreconsolidados. Pretendem-se ainda introduzir neste capítulo alguns resultados já alcançados no final do Capítulo 4 através dos ensaios triaxiais de aferição do tipo K_0 . No final do Capítulo 5 apresenta-se ainda a modelação do ensaio triaxial de consolidação K_0 através do software Plaxis segundo duas abordagens distintas.

Capítulo 6

Neste capítulo apresentam-se as conclusões finais obtidas a partir do conjunto das conclusões parciais prestadas no capítulo 4 com a análise de resultados do capítulo 5. Através destas conclusões pretendem-se fazer surgir novas questões que possam ser úteis em desenvolvimentos futuros do estudo do coeficiente de impulso em repouso.

2. Revisão Bibliográfica: Métodos de Determinação do Coeficiente de Impulso em Repouso

2.1. Considerações gerais

O valor da tensão vertical efectiva, σ'_v , a actuar num dado ponto localizado no interior de um solo no seu estado imperturbado, sobretudo no que diz respeito a solos normalmente consolidados, pode ser determinado sem grandes margens de erro através do cálculo do peso das camadas de terra sobrejacentes, em conjunto com eventuais cargas à superfície. Por esta razão, todos os esforços têm vindo a ser direccionados no sentido de desenvolver métodos que permitam a determinação da tensão horizontal efectiva e, por conseguinte, do coeficiente de impulso em repouso, K_0 que relaciona a tensão em ambas as direcções, vertical e horizontal. Neste contexto, Hamouche et al. (1995) distinguiram para os métodos de determinação da tensão horizontal efectiva três categorias distintas: métodos *in-situ*, métodos correlacionais e métodos laboratoriais. De entre a categoria correspondente aos métodos *in-situ*, é possível ainda distinguir entre dois tipos de processos: intrusivos e não intrusivos.

Neste capítulo, são apresentados sumariamente os diversos métodos de determinação do coeficiente de impulso em repouso identificados por Hamouche et al. (1995), com especial enfoque para os métodos laboratoriais que aplicam o equipamento triaxial.

2.2. Enquadramento teórico

Na ausência de carregamento à superfície do terreno, as tensões verticais a actuar num ponto P à profundidade z são devidas unicamente ao peso do solo das camadas sobrejacentes. Atendendo ao esquema ilustrado na Figura 2.1, e tomando γ_h como o peso volúmico húmido do solo *in-situ*, a tensão total vertical vem:

$$\sigma_v = \gamma_h \times z \quad \text{Equação 2.1}$$

Se o nível freático (*NF*) se encontrar à superfície e a água permanecer em condições hidrostáticas, a pressão intersticial, isto é, a pressão da água nos poros, resulta:

$$u = \gamma_w \times z \quad \text{Equação 2.2}$$

onde γ_w traduz o peso volúmico da água que apresenta o valor aproximado de 10 kN/m^3 . Posto isto, tomando como válido o princípio da tensão efectiva¹, a tensão vertical efectiva à profundidade z , vem:

$$\sigma'_v = (\gamma_h - \gamma_w) \times z \quad \text{Equação 2.3}$$

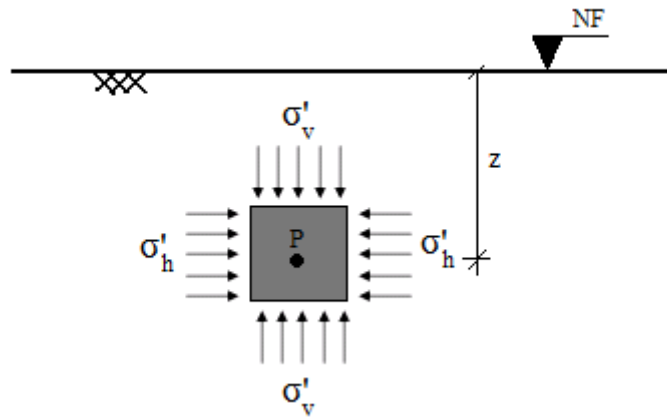


Figura 2.1 Tensões a actuar num ponto *P* à profundidade z , com nível freático à superfície

A tensão horizontal efectiva, σ'_h , a actuar nesse mesmo ponto *P* não é, na maioria das vezes, igual à correspondente tensão vertical efectiva, σ'_v . Assim, como forma de avaliar a razão entre os diferentes valores de tensão para um dado ponto posicionado no interior de um depósito de solo natural ou artificial, surge o coeficiente de impulso, *K*, representado pela seguinte expressão:

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad \text{Equação 2.4}$$

A Equação 2.4 permite afirmar que existe uma relação directamente proporcional entre a tensão horizontal efectiva e a tensão vertical efectiva para cada parcela de solo em estudo, traduzindo-se a constante de proporcionalidade no coeficiente de impulso.

¹ O princípio da tensão efectiva foi desenvolvido por Karl Terzaghi em 1925 e, entre outras afirmações, permite estabelecer que a tensão efectiva nos poros é igual à tensão total subtraída da pressão da água nos poros.

Segundo Budhu (2000), o valor do coeficiente de impulso, para além de depender do tipo de solo em causa (areias, siltes, argilas, etc.), depende também das deformações horizontais já experimentadas pelo solo quando uma determinada sollicitação actua sobre ele. É, por isso, de extrema importância conhecer a história de tensões do maciço e o seu comportamento quando o mesmo é sujeito a carregamentos cíclicos (carga, descarga e recarga).

Em diversas concepções de projectos no âmbito da Geotecnia é de particular importância conhecer qual o estado de tensão que se encontra presente no solo antes do mesmo sofrer qualquer tipo de deformação lateral. A esta situação do solo em estado imperturbado, onde as direcções principais são a horizontal e a vertical, corresponde um determinado coeficiente de impulso designado por coeficiente de impulso em repouso, K_0 :

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h_0}}{\sigma'_{v_0}} \quad \text{Equação 2.5}$$

No entanto, as tensões que se geram no contato do solo com uma determinada estrutura que suporta dependem do estado de deformação que a mesma experimenta durante o seu funcionamento, pelo que quando o solo abandona o seu estado de repouso podem surgir a actuar no maciço dois tipos de forças:

- Forças de descompressão, quando a estrutura se desloca no sentido oposto ao do solo;
- Forças de compressão, quando a estrutura se desloca no sentido do solo.

Na primeira situação, a tensão vertical efectiva mantém-se constante enquanto a tensão horizontal efectiva diminui progressivamente até o solo entrar em equilíbrio plástico. A esta condição é dado o nome de estado activo, ao qual corresponde um novo coeficiente de impulso denominado por coeficiente de impulso activo, K_a .

No segundo caso, quando o solo experimenta forças de compressão, a tensão vertical efectiva continua a manter-se inalterada à medida que a tensão horizontal efectiva aumenta o seu valor até atingir um novo ponto de equilíbrio plástico: estado passivo. Nesta altura surge novamente um diferente coeficiente de impulso, designado agora por coeficiente de impulso passivo, K_p .

Comparando os diferentes coeficientes de impulso referidos tem-se, por ordem crescente de valor, o coeficiente de impulso activo, o coeficiente de impulso em repouso e, finalmente, o coeficiente de impulso passivo:

$$K_a < K_0 < K_p \quad \text{Equação 2.6}$$

Como mencionado anteriormente, existem determinados factores que devem ser ponderados de forma a garantir uma correcta avaliação do coeficiente de impulso em repouso para um dado solo em estudo. Considere-se a história de tensões apresentada por Mayne e Kulhawy (1982), representada na Figura 2.2 para um solo homogéneo com superfície de carregamento horizontal.

Para a trajectória de tensões OA, correspondente a uma compressão virgem associada a um solo normalmente consolidado que sofreu acções sedimentares sucessivas, o coeficiente de impulso em repouso mantém-se constante. No entanto, durante o seu percurso geológico, o solo pode ser sujeito a processos de descarga associados a fenómenos de descompressão naturais ou humanos, como por exemplo: escavações, rebaixamentos do nível freático, erosões, entre outros. A resposta do maciço a estas solicitações, representada na Figura 2.2 pela trajectória de tensões ABC, provoca uma diminuição da tensão vertical efectiva, que resulta na sobreconsolidação do solo e na necessidade de definir um grau de sobreconsolidação, *OCR*, associado a este mecanismo de descarga.

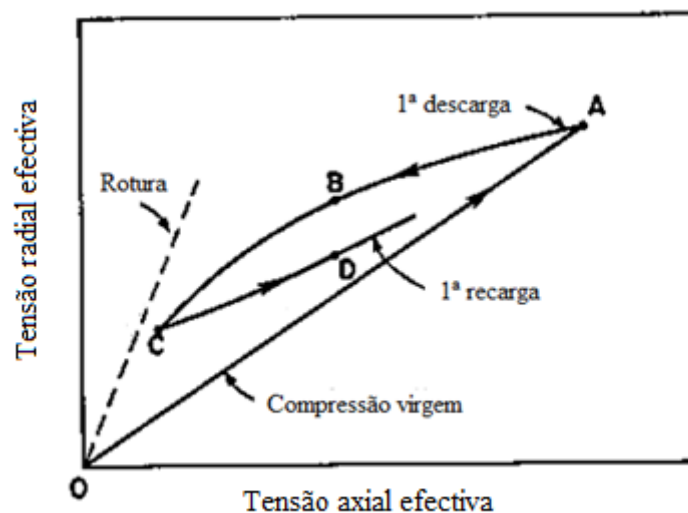


Figura 2.2 Trajectória de tensões de um solo sujeito a carga-descarga-recarga (adaptado de Mayne e Kulhawy, 1982)

O grau de sobreconsolidação de um solo pode ser descrito através do quociente que se segue:

$$OCR = \frac{\sigma'_{v,máx.}}{\sigma'_v} \quad \text{Equação 2.7}$$

Onde $\sigma'_{v,máx.}$ diz respeito à máxima tensão vertical efectiva a que o solo já esteve sujeito. No caso da descompressão representada na Figura 2.2 que conduziu o solo ao estado de tensão correspondente ao ponto C, o grau de sobreconsolidação vem:

$$OCR = \frac{\sigma'_{v,A}}{\sigma'_{v,C}}$$

Equação 2.8

Observa-se então que, durante a descarga, não existe linearidade entre a evolução da tensão vertical efectiva com a tensão horizontal efectiva, o que resulta do facto do OCR apresentar uma forte influência no valor do coeficiente de impulso em repouso de um solo sobreconsolidado (Mayne e Kulhawy, 1982). No entanto, no caso do solo ser novamente carregado, a não linearidade manter-se-á, seguindo as tensões um percurso semelhante àquele representado na figura pela trajectória CD.

2.3. Métodos *in-situ* de determinação do K_0

São diversos os métodos *in-situ* de determinação do K_0 , de entre os quais se destacam o ensaio pressiométrico, o ensaio de fracturação hidráulica e o ensaio dilatométrico. Os três ensaios prevêem um processo de condução puramente intrusivo, pelo que não existe possibilidade de corrigir os efeitos de perturbação no maciço resultantes da elaboração dos ensaios. Os processos intrusivos, como o próprio nome indica, implicam a introdução forçada de um dispositivo no interior do solo, o que, naturalmente, provoca o deslocamento das partículas e o seu rearranjo até ser encontrada uma nova posição de equilíbrio. Como consequência, o campo de tensões na vizinhança do local de furação é afectado, sendo a perturbação tanto maior quanto mais intrusivo for o método. É considerado então que a dimensão das deformações apresenta uma razão directamente proporcional à geometria do equipamento de penetração, pelo que a sua consideração é essencial para a correcta determinação dos vários parâmetros geotécnicos, como é o caso do estado de tensão *in-situ* e dos módulos de deformabilidade.

A condução do ensaio pressiométrico encontra-se esquematicamente representada na Figura 2.3 (a). Segundo Jesus da Silva (1999), o ensaio pressiométrico baseia-se na introdução de uma sonda cilíndrica dentro de um furo aberto no solo, e na aplicação de uma pressão que levará à expansão da sonda, tendo como consequência uma compressão horizontal do solo na zona envolvente. A expansão do equipamento acontece por intermédio da injeção de um fluido que actua sobre a sonda através de uma membrana flexível que contacta directamente com as paredes da cavidade. Com os resultados obtidos, é produzida uma curva tensão-deformação através da relação entre a pressão radial aplicada e a deformação resultante estimada a partir do volume de fluido injectado na sonda. Para a determinação do K_0 , o estudo desta curva apresenta particular relevância na fase inicial do ensaio, uma vez que pode estar em causa a representação do estado de tensão *in-situ* do maciço e a consequente obtenção do coeficiente de impulso em repouso.

No que se refere ao ensaio dilatométrico, o sistema de funcionamento é bastante semelhante ao ensaio pressiométrico: aplicação de pressões horizontais ao solo com medição da deformação resultante. A maior diferença entre os dois ensaios consiste, sobretudo, na configuração da sonda,

representada para o ensaio dilatométrico na Figura 2.3 (b), e na interpretação dos resultados obtidos. Neste caso, a determinação do coeficiente de impulso em repouso é realizada através do cálculo de um índice de tensão horizontal, K_D , determinado a partir da relação entre a pressão inicial, retirada do ensaio e corrigida da pressão hidrostática, e a tensão vertical efectiva, calculada a partir do peso das camadas sobrejacentes também corrigidas da pressão hidrostática.

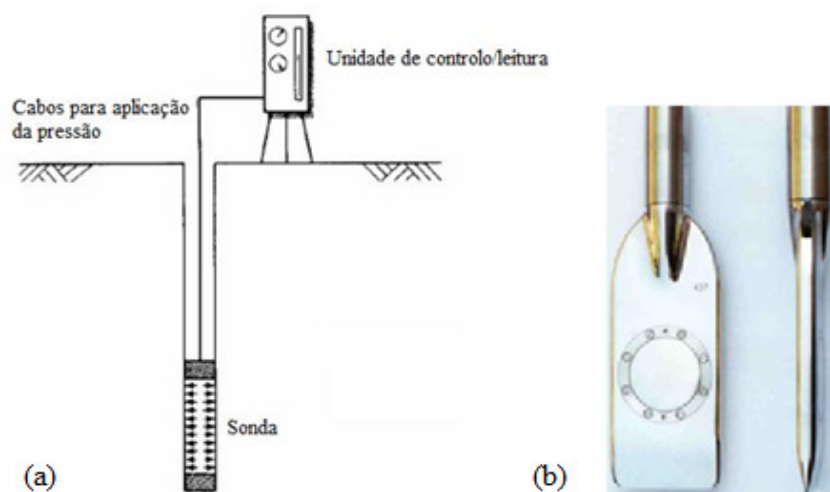


Figura 2.3 (a) Esquema representativo do ensaio pressiométrico (b) Aspecto físico da sonda utilizada no ensaio dilatométrico

Finalmente, o modo de operação do ensaio de fracturação hidráulica consiste na introdução forçada de água no solo até se verificar um aumento brusco do caudal registado na unidade de controle à superfície. Este aumento irá significar que o maciço abriu uma fenda no seu interior, procedendo-se de seguida a um decréscimo da pressão da água até se detectar o fecho da fenda mediante a diminuição brusca do caudal. Para a interpretação dos resultados é de particular importância o registo das pressões de transição resultantes do aumento e da diminuição de caudal, pois são os seus valores que, segundo diversos autores, irão permitir a determinação do estado de tensão *in-situ* do maciço.

2.4. Métodos correlacionais que permitem estimar K_0

Como já referido anteriormente, o valor do coeficiente de impulso em repouso depende fortemente da história de tensões experimentada pelo solo, sendo que, quanto mais complexa a história for, mais complicada se revela a tarefa de determinação do K_0 . Neste contexto, a complexidade da história de tensões é obviamente maior em solos sobreconsolidados que em solos normalmente consolidados, pelo que, no primeiro caso, a trabalho de estimar o estado de tensão *in-situ* do solo e o

valor de K_0 encontra-se bastante mais dificultado. Desta forma, quando se pretende avaliar o estado de tensão *in-situ* de uma amostra representativa de um dado solo, é necessário ter em consideração que o mesmo pode já ter sido, ao longo da sua vida, sujeito a processos sucessivos de descompressão e compressão que podem ter originado a sua sobreconsolidação.

No caso de amostras reconstituídas, como é o caso do presente estudo, a história de tensões do solo encontra-se visivelmente simplificada, pois o seu historial de carregamentos irá depender exclusivamente da sua preparação, em particular do processo de compactação, de usos anteriores dados ao solo, entre outros factores.

Posto isto, dentro dos métodos correlacionais de determinação do coeficiente de impulso em repouso, distinguem-se dois grupos de equações distintos: solos normalmente consolidados e solos sobreconsolidados.

Para solos normalmente consolidados, Jáky (1944) propôs a seguinte expressão simplificada para a determinação do K_0 :

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad \text{Equação 2.9}$$

Diversos estudos realizados até a actualidade demonstraram que, em comparação com resultados obtidos através de ensaios *in-situ* ou ensaios laboratoriais, esta equação devolve resultados bastante coerentes. Por essa razão, a equação de Jáky (1944) tem sido fortemente utilizada quando se pretende estimar o valor do coeficiente de impulso em repouso para solos normalmente consolidados ou até com um OCR um pouco acima da unidade.

A estimativa do ângulo de resistência ao corte de um solo, ϕ' , é uma tarefa associada a diversas incertezas e aproximações, sendo que, no caso em que a determinação deste parâmetro pretende ser efectuada através do ensaio triaxial, a primeira limitação surge logo com a definição do ponto de rotura do solo.

Watabe et al. (2003) elaboraram um estudo onde pretenderam avaliar o valor do coeficiente de impulso em repouso de materiais lodosos pertencentes a diferentes locais do mundo, efectuando, para tal, ensaios triaxiais de consolidação K_0 em amostras recolhidas *in-situ*. Os resultados obtidos permitiram aos autores verificar que a equação proposta por Jáky (1944), por um lado subestima o valor do coeficiente de impulso em repouso quando o valor do ângulo de resistência ao corte considerado é determinado a partir da Linha de Estados Críticos, ϕ'_{CSL} , e por outro sobreestima quando o ângulo de resistência ao corte adoptado diz respeito ao estado de pico associado à resistência não drenada, ϕ'_{peak} . Desta forma, os autores propõem para cada um dos casos referidos, as equações que se seguem, respectivamente:

$$K_0 = 1,05 - \sin \phi'_{CSL} \quad \text{Equação 2.10}$$

$$K_0 = 0.95 - \sin \phi'_{peak} \quad \text{Equação 2.11}$$

Anos antes, Brooker e Ireland (1965) já tinham proposto uma expressão idêntica à Equação 2.11 para estimar o coeficiente de impulso em repouso, K_0 , de solos coesivos normalmente consolidados, estabelecendo que a equação de Jáky (1944) seria apenas válida para solos sem coesão. Esta mesma hipótese foi defendida por Alpan (1967) que, com base no índice de plasticidade do solo, sugeriu a Equação 2.12 para solos normalmente consolidados coesivos:

$$K_0 = 0,19 + 0,233 \log IP \quad \text{Equação 2.12}$$

No que se refere a solos sobreconsolidados, Schmidt (1966) propôs Equação 2.13:

$$K_0 = (1 - \sin \phi')(OCR)^\alpha \quad \text{Equação 2.13}$$

Segundo o mesmo autor, o valor do expoente α depende unicamente do ângulo de resistência ao corte do solo, ϕ' , através da Equação 2.14.

$$\alpha = \sin \phi' \quad \text{Equação 2.14}$$

Substituindo na Equação 2.13 a Equação 2.14, resulta:

$$K_0 = (1 - \sin \phi')(OCR)^{\sin \phi'} \quad \text{Equação 2.15}$$

Esta expressão é claramente vantajosa no sentido de apenas ser necessário obter um parâmetro do solo para calcular o coeficiente de impulso em repouso em ambos os casos de solo normalmente consolidado e sobreconsolidado.

Para o mesmo expoente α , Alpan (1967) propôs para argilas sujeitas a ciclos de carga e descarga, uma expressão a depender apenas do índice de plasticidade do solo:

$$\alpha = 0.54 \times 10^{\frac{-I_p}{281}} \quad \text{Equação 2.16}$$

Tal como na situação do solo normalmente consolidado, ao longo dos anos diversos autores têm vindo a desenvolver alguns estudos que visam comparar o valor do coeficiente de impulso em repouso obtido via analítica, através das equações acima apresentadas, via experimental, mediante

ensaios *in-situ* e via laboratorial. No geral, é considerado que a validade da Equação 2.15 se encontra verificada.

2.5. Métodos laboratoriais de determinação do K_0

2.5.1. Considerações iniciais

Os métodos laboratoriais de determinação do coeficiente de impulso em repouso são usualmente designados por ensaios de consolidação K_0 . O seu princípio de funcionamento pretende reproduzir em laboratório as condições a que o solo se encontra sujeito *in-situ*. Para tal, é indispensável garantir que as deformações radiais não ocorrem, pois, no terreno, o provete encontra-se limitado lateralmente pelo solo adjacente que o impede de se deformar.

Para os diversos procedimentos de ensaio que têm vindo a ser desenvolvidos até a actualidade, Teerachaikulpanich et al. (2007) distinguiram entre dois grupos distintos, sobretudo na forma como a deformação radial, necessária à validação dos resultados, é mantida nula. No primeiro grupo de ensaios, o confinamento responsável por manter o diâmetro do provete constante é efectuado por intermédio de uma fronteira lateral rígida ou semi-rígida. Dentro deste grupo destacam-se, entre outros, os seguintes procedimentos: “*Semi-rigid Confining Ring*”, “*Null-type Confining Ring*” e “*COWK*”. É compreensível que, com o diâmetro do provete limitado por um equipamento rígido, a condição de deformação radial nula, $\varepsilon_r = 0$, é absolutamente garantida. No entanto, o contacto entre o solo e este elemento fronteiro desenvolve forças de atrito que podem comprometer o sucesso do ensaio, o que já não acontece no segundo grupo de ensaios. Neste segundo grupo, uma vez que é aplicada uma fronteira lateral flexível ao provete, a imposição da deformação radial nula é atingida mediante determinados processos que controlam a extensão volumétrica, ε_v , do provete de forma a manter inalterada a sua área transversal. No entanto, a flexibilidade da membrana introduz novos inconvenientes ao ensaio, tais como o facto da tensão efectiva poder não estar a actuar de forma uniforme no provete ou a condição de deformação axial nula não se verificar completamente. No segundo grupo de ensaios, Teerachaikulpanich et al. (2007) destaca, entre outros, os procedimentos “*Controlled Volume Triaxial*” e “*Null Type Triaxial Test*”. Para além destes procedimentos, existe outro método alternativo desenvolvido por Poulos e David (1972) que deve ser destacado e que será desenvolvido neste subcapítulo.

Embora actualmente existam procedimentos de ensaio de tal forma diversos que tenham atenuado esta ideia, regra geral é possível fazer corresponder aos ensaios que utilizam uma fronteira lateral rígida os ensaios edométricos e ao que aplicam uma fronteira lateral flexível os ensaios triaxiais.

2.5.2. Fronteira lateral rígida: ensaios edométricos

Os ensaios edométricos que permitem a determinação do coeficiente de impulso em repouso são semelhantes aos ensaios edométricos aplicados usualmente para estudar o processo de consolidação de um solo. A única diferença prende-se com a instalação, na câmara edométrica, de equipamentos que permitem a leitura e o registo das tensões e deformações radiais.

Nos casos do *Semi-rigid Confining Ring* (anel confinante semi-rígido) e do *Null-type Confining Ring* (anel confinante com controlo da pressão radial) são colocados dentro de câmaras cilíndricas anéis edométricos de uma parede fina e com sistemas de medição acoplados que permitem a observação e o registo das deformações radiais experimentadas pelo provete como consequência da semi-rigidez da sua fronteira lateral.

No primeiro caso, à medida que o carregamento axial é aplicado, o provete deforma-se radialmente, desenvolvendo-se tensões atríticas entre a amostra e o anel edométrico. Estas tensões podem ser calculadas através das deformações registadas pelo equipamento de medição acoplado e do módulo de elasticidade do anel previamente estabelecido. Este resultado é então transmitido à pressão na câmara que aumenta na mesma escala o seu valor de forma a contrariar as deformações experimentadas.

No segundo caso, a envolver o anel edométrico existe ainda outra câmara cilíndrica ajustada, preenchida com um fluido incompressível. O modo de funcionamento nesta situação é idêntico ao primeiro caso, mas em vez de se alterar a pressão na câmara, aumenta-se a contra-pressão na câmara que envolve o anel no sentido de anular a deformação radial do provete.

Finalmente, o procedimento COWK (*Cambridge Ohta Wroth Kyoto*) combina a fronteira rígida numa fase anterior do ensaio com uma fronteira flexível numa fase posterior. Esta combinação pretende atenuar as principais desvantagens inerentes a cada uma das fronteiras: desenvolvimento de atrito lateral entre a amostra e o elemento rígido fronteiro e garantia da verificação da condição de deformação radial nula. Durante a consolidação primária, o provete encontra-se envolvido por um anel metálico rígido que será removido imediatamente antes de se iniciar a consolidação K_0 . A remoção deste anel pode ser efectuada de uma só vez ou, de forma a minorar o problema do atrito lateral, pode ser retirado faseadamente (Vardhanabhuti et al., 2009). No entanto, este segundo processo, desenvolvido por Vardhanabhuti et al. (2009), não se revelou muito vantajoso, pois introduz durações de ensaio mais extensas que, em termos dos resultados obtidos, não produz grande influência. Além disto, Teerachaikulpanich et al. (2007) apresentaram anteriormente formas de correcção eficazes para as consequências inerentes à remoção do anel metálico de uma só vez. Ambos os autores referidos, Teerachaikulpanich et al. (2007) e Vardhanabhuti et al. (2009) obtiveram através do procedimento COWK valores de K_0 superiores àqueles obtidos para o mesmo solo através da expressão empírica de Jaky (1944) no que diz respeito a solos normalmente consolidados.

2.5.3. Fronteira lateral flexível: ensaios triaxiais

Os ensaios triaxiais que utilizam uma fronteira lateral flexível para garantir a condição de deformação radial nula desenvolvem, no decorrer do ensaio, determinados artifícios que permitem ao provete manter o diâmetro constante. No entanto, para que os artifícios sejam accionados é necessário que ocorram deformações radiais, mesmo que em pequena escala, o que contraria a condição de validade $\varepsilon_r = 0$. Actualmente, a utilização de softwares que controlam de forma automática os ensaios, permite ao utilizador usufruir de um grau de sensibilidade ao deslocamento tão pequeno que as deformações experimentadas pelo provete são praticamente imperceptíveis.

Eliadorani e Vaid (2005) observaram que, enquanto o quociente $\varepsilon_r/\varepsilon_a$ se mantiver ao longo do ensaio triaxial abaixo de 3 a 5%, os resultados obtidos para o K_0 são bastante credíveis, atenuando assim a desvantagem apresentada anteriormente, resultante da aplicação de uma fronteira lateral flexível. A JGS Standard estabelece ainda que os resultados são considerados válidos se a extensão radial se mantiver abaixo dos 0,05%.

Posto isto, nesta secção pretendem-se descrever os métodos realçados por Teerachaikulpanich et al. (2007), referidos no início deste subcapítulo, que se julgam ser relevantes para entender os trabalhos que têm vindo a ser realizados no âmbito da obtenção laboratorial do K_0 . Para além destes dois métodos refere-se ainda outro método alternativo desenvolvido por Poulos e David (1972).

Ensaio triaxial com controlo da pressão radial (“Null Type Triaxial Test”)

O procedimento do ensaio triaxial com controlo da pressão radial consiste em fazer movimentar verticalmente um êmbolo que actua directamente no topo do provete de forma a nele provocar uma tensão deviatórica. À medida que esta tensão é aplicada, a deformação radial da amostra deve ser registada e transformada numa pressão radial tal que permita anular o deslocamento experimentado pelo provete.

Dentro deste procedimento que controla a pressão radial a actual no provete, Head (1998) distinguiu entre dois grupos: ensaios não drenados e ensaios drenados.

Os ensaios triaxiais não drenados são conduzidos sobre amostras parcialmente saturadas e, dado que não ocorre circulação de água no interior do provete, a uniformização das pressões intersticiais é atingida com maior facilidade e rapidez, pelo que é possível utilizar provetes com maiores dimensões sem significar necessariamente durações de ensaio excessivamente longas. Mesmo em condições não drenadas, o volume do provete tem capacidade de variar até todo o ar compreendido nos seus poros se dissolver na água. A partir deste momento admite-se que o provete atinge a saturação e se encontra no estado incompressível. No início deste tipo de ensaios deve ser registado um valor inicial para deformação radial. Depois, à medida que o êmbolo vai comprimindo a amostra, a

pressão na câmara deve ser aumentada gradualmente de forma a manter constante a leitura realizada inicialmente. Como alternativa pode ser aumentada a contra-pressão de forma a produzir o mesmo efeito. O ensaio termina quando os incrementos induzidos à pressão na câmara ou à contra-pressão não provocarem efeito na deformação radial do provete. Actualmente, com o controlo automatizado dos ensaios, este método de operação do ensaio não necessita de intervenção humana, o que evita diversos erros de leitura e manuseamento do equipamento.

Já no que diz respeito aos ensaios triaxiais drenados, podem ser utilizadas amostras parcialmente saturadas ou amostras saturadas, sendo que a duração total do ensaio deve ser suficientemente longa para permitir a dissipação do excesso de pressões intersticiais que eventualmente se forme no interior do provete. Neste contexto, é possível afirmar que quanto mais permeável for a amostra, mais rápida será a conclusão do ensaio. Ao contrário dos ensaios não drenados, os ensaios triaxiais onde ocorre drenagem podem continuar mesmo após o provete atingir a saturação, pois o volume do provete pode variar através da expulsão da água dos seus poros. Quando as amostras se encontram saturadas, o diâmetro do provete pode ser mantido constante através da comparação do volume de água expelido do interior do provete com a deformação axial aplicada através do êmbolo. Assim, sempre que o volume de água expelido for superior ao valor calculado através da Equação 2.17, a pressão na câmara ou a contra-pressão deve ser aumentada, caso contrário, deve reduzir-se o seu valor.

$$\Delta V = A \times \Delta H \quad \text{Equação 2.17}$$

A Equação 2.17 constitui uma condição de validade do ensaio triaxial de consolidação K_0 , pois garante que toda a deformação volumétrica, ΔV , é remetida para a deformação axial, ΔH , mantendo a área transversal do provete, A , inalterada. No caso do ensaio drenado, a conclusão do processo acontece quando se atingir a força axial máxima pretendida ou quando a câmara alcançar o limite máximo de pressão.

Ensaio triaxial com controle do volume (“Controlled Volume Triaxial”)

O ensaio triaxial com controle do volume só pode ser aplicado sobre amostras saturadas e, como o próprio nome indica, o seu modo de operação consiste em controlar o volume do provete durante o ensaio de forma a verificar o seguinte quociente:

$$\frac{\varepsilon_V}{\varepsilon_a} = 1 \quad \text{Equação 2.18}$$

Onde ε_a representa a extensão axial do provete. Esta condição só é possível se os provetes estiveram saturados, pois, caso contrário, a deformação volumétrica pode estar a dever-se à expulsão do ar do provete, o que se torna complicado de controlar. O procedimento deste tipo de ensaios inicia-se com a imposição de um aumento no valor da pressão na câmara a actuar no provete. Com isto, o provete tende a sofrer uma variação de volume, ΔV , que é estimada a partir do volume de água expelido pela amostra e que deve ser registada em intervalos de tempo previamente definidos. Em ensaios com registo automático de dados, este volume é anotado continuamente através do controlador de pressão/volume da contra-pressão. O valor de ΔV registado é então transformado numa deformação axial, ΔH , através da Equação 2.17, sendo este valor imediatamente transmitido a um êmbolo a actuar na extremidade superior do provete, que se desloca até completar o valor calculado. Com isto, o volume do provete é ajustado de maneira a que toda a sua variação ΔV registada seja remetida para a deformação axial, mantendo o diâmetro da amostra constante ao longo de todo o ensaio.

Em ensaios triaxiais automatizados, em vez da variação do volume do provete ser controlada a partir do volume de água registado pelo controlador da contra-pressão, é possível instalar dispositivos no interior da câmara, acoplados à amostra, que permitem medir directamente a deformação radial.

Método alternativo

Este tipo de ensaio triaxial de consolidação K_0 é descrito na bibliografia por Head (1998) como um método alternativo desenvolvido por Poulos e Davis (1972), sobre ensaios drenados efectuados em amostras imperturbadas de argila e amostras reconstituídas de *kaolin*². O procedimento associado a este método consiste em montar o provete numa câmara triaxial, sujeitando-o a uma tensão axial equivalente à tensão axial efectiva *in-situ* e a uma pressão na câmara correspondente a 0,35 a 0,40 vezes esse valor. Depois, mantendo a tensão axial sempre constante, deve aumentar-se a pressão na câmara através de pequenos incrementos, até se atingir o mesmo valor da tensão axial imposta inicialmente. Durante este processo é importante registar as variações de volume resultantes da drenagem do provete. Finalmente, é elaborado um gráfico idêntico ao que se apresenta na Figura 2.4, onde no eixo horizontal se introduzem os valores incrementais da pressão na câmara e, no eixo vertical, as variações de volume experimentadas pelo provete.

O resultado obtido deve constituir uma curva formada por dois ramos com inclinações distintas, cujo ponto de intersecção corresponde à tensão horizontal efectiva *in-situ*. A partir deste ponto facilmente se determina o coeficiente de impulso em repouso aplicando a Equação 2.4.

² Kaolin, ou argila chinesa, é um material argiloso mole, de cor branca, frequentemente utilizado como matéria prima principal na manufacturação de porcelana chinesa e ainda, papel, borracha, tinta, entre outros produtos.

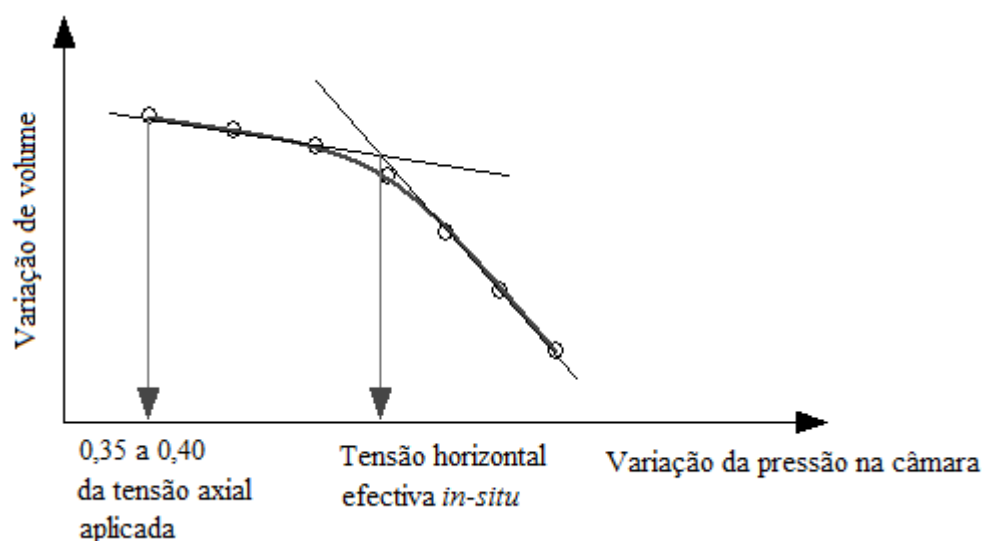


Figura 2.4 Determinação da tensão horizontal efectiva *in-situ* através do Método alternativo proposto por Poulos e Davis (1972) (adaptado de Head, 1998)

Taxa de carregamento da etapa de consolidação K_0

A definição de uma taxa de carregamento para a etapa de consolidação K_0 é importante, não só, para garantir a validade dos resultados, mas também para determinar a duração global do ensaio, o que se torna particularmente relevante no caso de amostras constituídas por solo pouco permeável de grandes dimensões.

Como é sabido, quando se aplica um dado carregamento a um solo saturado a variação de volume pode ocorrer de três formas distintas: por compressão das partículas do solo, por compressão do fluido nos poros ou por expulsão do fluido nos poros que, consequentemente, provoca um rearranjo das partículas e diminui o índice de vazios. De entre estes, o último fenómeno é aquele que mais se destaca durante a etapa de consolidação, pois em solos saturados a compressibilidade das partículas e da água é praticamente nula.

No caso de solos argilosos com baixa permeabilidade, no instante imediato ao carregamento ser aplicado, todo o carregamento é suportado pela água presente nos poros, desenvolvendo-se um excesso de pressão intersticial. Com o avançar do tempo, o processo de consolidação inicia-se e, por conseguinte, a água vai sendo expulsa do interior da amostra, dando-se uma transferência progressiva da carga para o esqueleto sólido do provete. Este processo só termina quando não existir excesso de pressão na água, ou seja, quando a carga estiver integralmente suportada pelas partículas sólidas. Deste fenómeno se entende que, para que o solo comporte de facto o carregamento que lhe é imposto, é necessário que a duração da aplicação da carga seja suficientemente longa para que a água deixe de suportar qualquer solicitação e dissipe todo o excesso de pressão. Naturalmente, este processo

influencia também a tensão efectiva a actuar no provete durante todo o ensaio, pois no caso da pressão intersticial não se manter aproximadamente constante, o seu valor vai estar sempre a flutuar, o que pode eventualmente provocar a ligeira sobreconsolidação da amostra. Posto isto, a definição da duração da etapa de consolidação K_0 é muitas vezes traduzida através de uma taxa aplicação do carregamento.

Siddique et al. (1995) desenvolveram um estudo que permitiu observar a influência dos pontos de drenagem e da taxa de carregamento na capacidade de dissipação das pressões intersticiais de um provete. Os autores testaram três tipos de drenagem diferentes, conforme se apresenta da Figura 2.5, à Figura 2.7, cada um sujeito a várias taxas de carregamento: $0,5 \text{ kPa/h}$, 1 kPa/h , $1,5 \text{ kPa/h}$, 2 kPa/h e 3 kPa/h . As diferentes drenagens consistiram em combinar três pontos de dissipação da pressão intersticial: drenagem apenas através do diâmetro do provete (drenagem radial), drenagem radial associada à drenagem através de uma das bases e, finalmente, drenagem radial em conjunto com drenagem através de ambas as bases.

Para todos as situações, os autores observaram que a dissipação da pressão intersticial é mais rápida no início do ensaio, começando a abrandar à medida que o processo de consolidação avança. Os autores observaram também que durante as fases iniciais do ensaio, a pressão intersticial aumenta bruscamente até a um pico a partir do qual começa a reduzir até estabilizar num dado patamar.

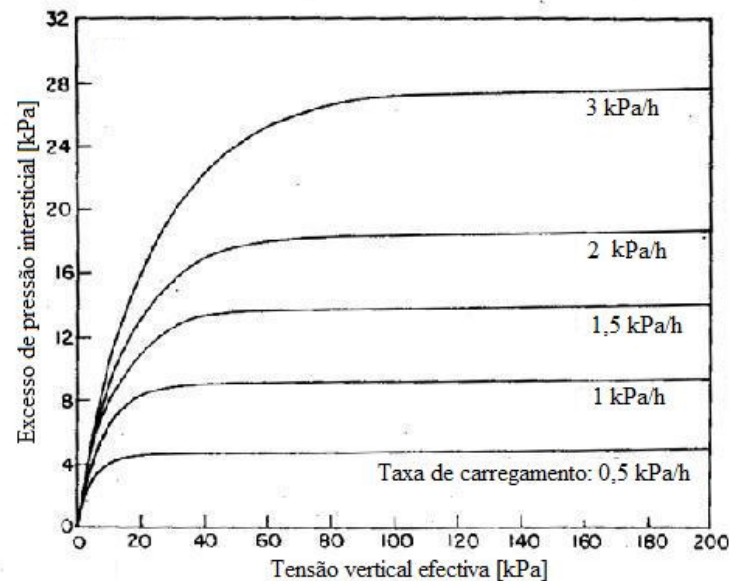


Figura 2.5 Dissipação das pressões intersticiais de um provete constituído por argilas de Londres com drenagem através de uma das bases e ainda drenagem radial, consoante diversas taxas de carregamento (adaptado de Siddique et al., 1995)

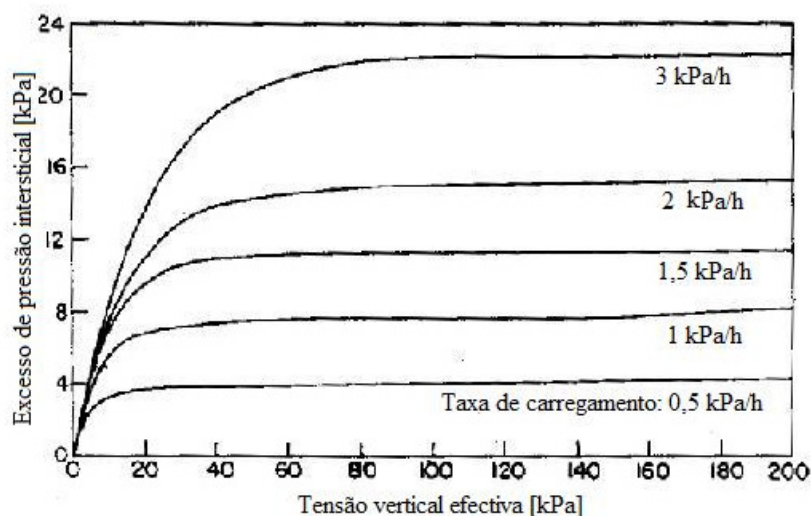


Figura 2.6 Dissipação das pressões intersticiais de um provete constituído por argilas de Londres com drenagem através de ambas as bases e ainda drenagem radial, consoante diversas taxas de carregamento (adaptado de Siddique et al., 1995)

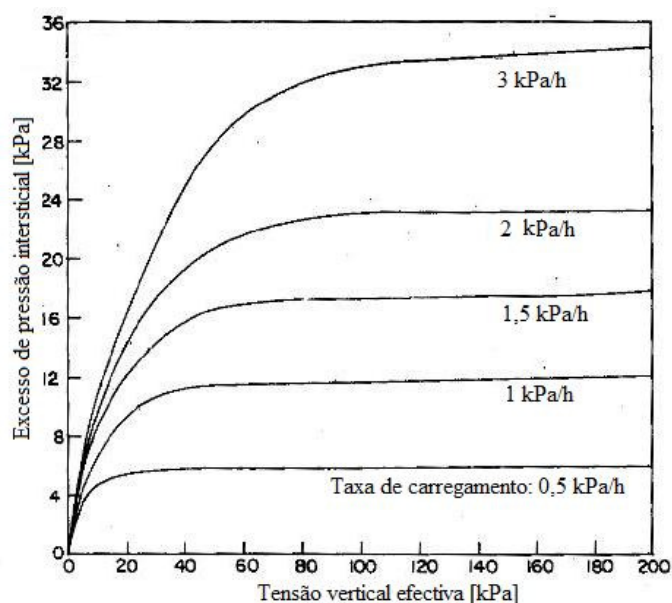


Figura 2.7 Dissipação das pressões intersticiais de um provete constituído por argilas de Londres com drenagem apenas radial, consoante diversas taxas de carregamento (adaptado de Siddique et al., 1995)

Entre outras conclusões, Siddique et al. (1995) estabeleceram que, para que o excesso de pressão intersticial gerado se mantenha em níveis reduzidos, a taxa de carregamento deve, em geral, ser inferior a 1 kPa/h para todas as condições de drenagem testadas. De notar que as amostras ensaiadas apresentam um diâmetro de 102 mm e uma altura de 203 mm .

2.5.4. Algumas considerações acerca do processo de saturação dos provetes

Embora existam outros métodos que pretendam saturar amostras a utilizar em ensaios triaxiais, como é o caso da saturação com teor em água constante descrito na norma britânica BS 1377: Part 8 (1990), o procedimento que mais frequentemente é aplicado consiste na saturação dos provetes através da aplicação de contra-pressão.

Este procedimento consiste em aumentar a pressão intersticial do provete em pequenas etapas com o objectivo de permitir a dissolução do gás presente nos poros. Para tal, são impostas simultaneamente e na mesma escala etapas incrementais à pressão na câmara e à contra-pressão, de forma a que a tensão efectiva a actuar no provete se mantenha sempre constante e num valor moderado. Cada nova etapa deve apenas ser introduzida quando não for possível dissolver mais gás com o estado de pressão actual.

Para verificar a evolução da saturação do provete é recomendado o cálculo do parâmetro B de Skempton. Na situação de um estado de tensão isotrópico, a expressão de Skempton toma simplifcadamente a forma da seguinte equação:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad \text{Equação 2.19}$$

Onde Δu representa a variação da pressão intersticial registada no respectivo transdutor como consequência do aumento de pressão na câmara, $\Delta \sigma$.

A etapa de saturação dos provetes, de acordo com as suas características granulométricas, pode atingir períodos de tempo de tal forma extensos que podem ultrapassar um mês. Assim, tem-se que quanto menos permeável for a amostra e de mais difícil dissolução for o gás presente no interior do provete, mais longa será a duração deste processo. Embora seja o segundo factor aquele que mais influencia a duração da etapa de saturação, no que diz respeito à permeabilidade apenas é possível aumentar o índice de vazios de forma a aumentar a permeabilidade e, por conseguinte, acelerar a saturação. No que diz respeito ao gás presente nos poros, diversos autores propõe métodos que introduzem dióxido de carbono no interior do provete numa fase prévia ao processo de saturação. Em condições usuais, o gás presente no interior dos provetes é o oxigénio, no entanto, o dióxido de carbono é de mais fácil dissolução em água, pelo que Kliwer (1992) propõe a preparação do provete num ambiente saturado de CO_2 ao invés de prepará-lo ao ar livre sujeito à atmosfera. O autor defende que esta preparação não só acelera a saturação do provete como diminui os níveis de contra-pressão a que se atinge este estado.

No que diz respeito à aplicação de CO_2 , a norma CEN ISO/TS 17892-9 sugere ainda a introdução do gás em causa nos poros do provete posteriormente à sua preparação, devendo o volume injectado ser superior a seis vezes ao volume de vazios.

No entanto, Faria et al. (2005), num estudo realizado sobre amostras de saibro granítico do Porto, demonstraram que, antes de iniciar a etapa de saturação, a aplicação de dióxido de carbono em simultâneo com vácuo ou a aplicação de vácuo simplesmente aos provetes, resulta em durações do processo de saturação aproximadamente iguais. Como tal, concluíram que a utilização de CO_2 não introduz vantagens significativas no processo de saturação dos provetes e que, para acelerar o processo em causa, é suficiente aplicar vácuo ao seu interior. Os mesmos autores observam ainda que quanto mais tempo estiver o provete sujeito a acção do vácuo, menores níveis de contra-pressão são necessários para saturar o provete (300 kPa) e mais rápido é o processo em causa (aproximadamente, uma semana).

3. Equipamento de Ensaio e Software de Aquisição de Dados

3.1. Considerações gerais

Para a realização dos ensaios triaxiais consolidação K_0 utilizou-se o equipamento disponível no Laboratório de Mecânica dos Solos do DEC – FCT, em particular do sistema GDS *Triaxial Automated System* (GDSTAS), cuja distribuição se encontra a cargo da GDS Instruments, Ltd. Este sistema, para além de permitir a condução de ensaios triaxiais nas suas diversas modalidades de forma inteiramente automatizada e através de controlo computacional, permite ainda a aquisição e o registo contínuo dos dados no decorrer da experiência. Para a aplicação deste sistema, em particular no caso do ensaio triaxial de consolidação K_0 , é necessário considerar diversos equipamentos cuja descrição se apresenta no desenvolvimento deste capítulo, fazendo-se referência, não só, às suas funcionalidades, como também às ligações entre eles.

No que diz respeito à aquisição e ao registo automático de dados, o GDSTAS utiliza o software GDSLab que oferece diversos módulos de ensaio consoante o tipo de ensaio triaxial que se pretende realizar. Para conduzir os ensaios triaxiais de consolidação K_0 , o software GDSLab dispõe de um módulo de ensaio designado por K_0 *Consolidation* que aplica o princípio de funcionamento do ensaio triaxial com controlo do volume (“*Controlled Volume Triaxial*”) em duas vertentes: controlo do volume do provete através dos valores registados pelo controlador da contra-pressão e controlo do volume do provete através da medição directa da sua deformação radial.

Neste capítulo serão apenas abordados os módulos que oferecem especial relevância na situação de um ensaio triaxial de consolidação K_0 , referindo-se com algum pormenor a forma como o software interage com os equipamentos de ensaio.

3.2. Equipamento de ensaio

3.2.1. Ligações entre os equipamentos

Na Figura 3.1 encontram-se representados os elementos necessários à realização de ensaios triaxiais de consolidação K_0 . De notar que, embora o conjunto do equipamento disponível no Laboratório de Mecânica dos Solos do DEC – FCT, à excepção da prensa hidráulica, permita o funcionamento em simultâneo de três câmaras triaxiais distintas, no seguimento deste texto serão apenas referidos os equipamentos essenciais ao funcionamento de apenas uma câmara.

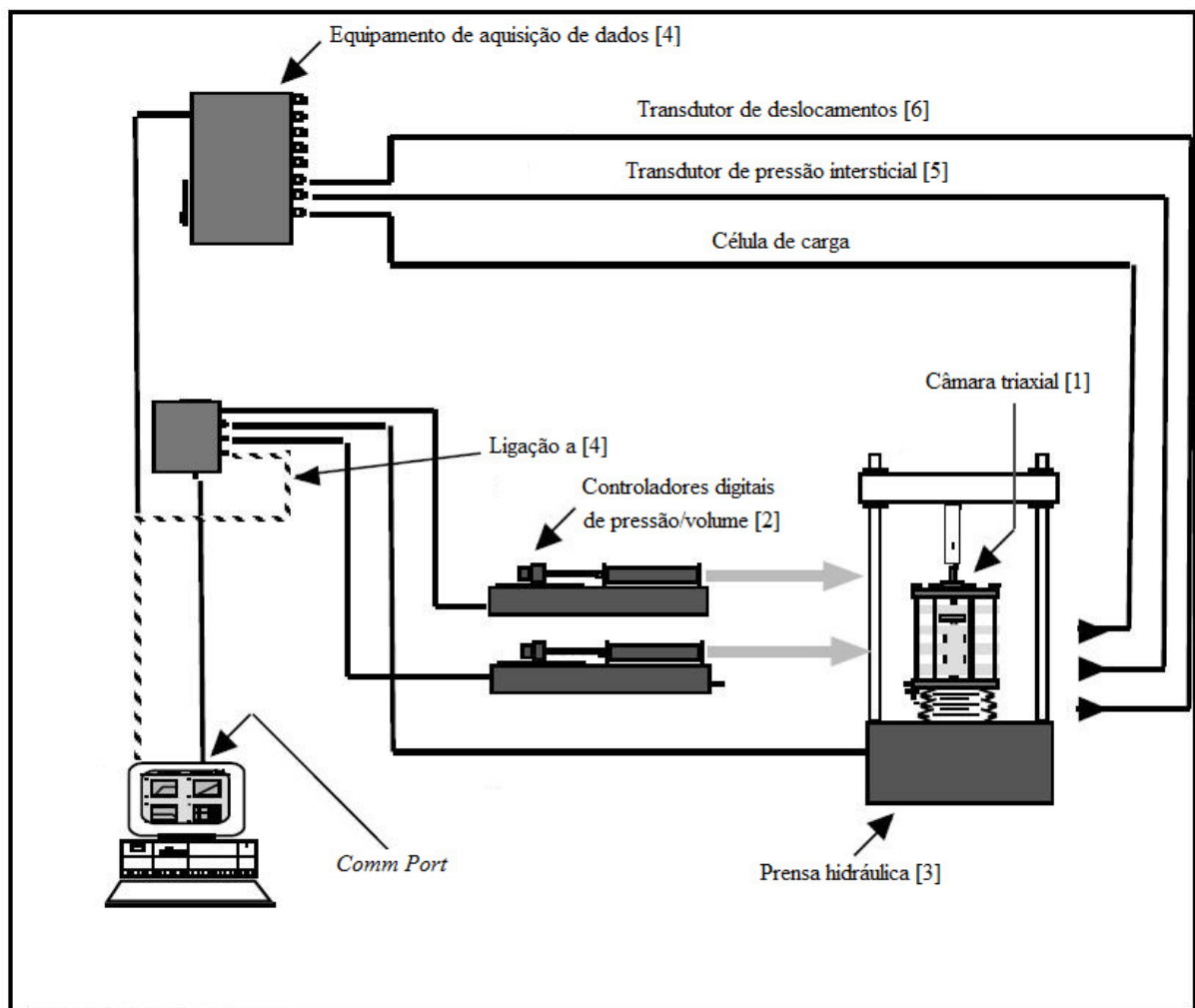


Figura 3.1 Configuração do sistema GDSTAS (adaptado de The GDS Triaxial Automated System Hardware Handbook, 2000)

Aos elementos enumerados na Figura 3.1, correspondem as seguintes designações:

- [1] Câmara Triaxial
- [2] Controladores digitais de pressão/volume (GDS *Standard Pressure Controller*);
- [3] Prensa Hidráulica *Tritech*, de 50 *kN*, com interface RS232;
- [4] Equipamento de aquisição de dados (GDS 8 *Channel Serial Data Acquisition Pad*);
- [5] Transdutor de pressão intersticial;
- [6] Transdutor de deslocamentos.

Como é possível entender pela observação da Figura 3.1, o computador onde opera o software de aquisição de dados comunica com a câmara triaxial através de dois controladores digitais de pressão/volume que são responsáveis pela medição e aplicação das pressões ao provete no decorrer do ensaio. Neste caso os controladores transformam-se em periféricos mistos (de entrada e saída), conectados a uma *Comm Port (Communication Port)* do computador por intermédio de uma interface RS-232 MUX. É através desta ligação que ocorre a transmissão de informação entre os dois elementos, passando a interacção com o controlador a fazer-se a partir dos periféricos de entrada do computador.

A comunicar directamente com a câmara triaxial encontram-se três transdutores: dois transdutores de pressão, um para medição das pressões intersticiais e outro para medição da leitura registada na célula de carga e um transdutor de deslocamentos para o registo do deslocamento axial. A informação recolhida a partir destes transdutores é comunicada ao software instalado no computador através do equipamento de aquisição de dados, através de uma entrada RS-232 MUX conectada a uma *Comm Port*.

No que diz respeito à prensa hidráulica observa-se, por um lado, uma ligação directa ao computador através de uma entrada RS232 MUX e, por outro, uma actuação sobre a câmara triaxial que permite a aplicação de tensões deviatóricas ao provete (rever Figura 3.1).

A funcionar de forma independente, têm-se ainda outros equipamentos auxiliares imprescindíveis à realização dos ensaios em causa: tanque de desaeração, pistola de ar comprimido, bomba de vácuo, entre outros.

3.2.2. Câmara Triaxial

Na Figura 3.2 encontra-se presente um exemplar da câmara empregue nos ensaios triaxiais, correspondente ao modelo 28-WF4100/2 do grupo *Wykeham Farrance*, a qual permite a utilização de provetes com um diâmetro que pode ir até 100 *mm* e uma altura equivalente ao dobro desta dimensão.



Figura 3.2 Elementos constituintes da câmara triaxial (adaptado de Wykeham Farrance, 2008)

No topo da câmara triaxial encontra-se instalada uma consola para a instalação de um transdutor de deslocamentos axiais e ainda um êmbolo de aço-inoxidável associado a uma célula de carga interna com capacidade máxima de carregamento de 16 kN , que permite deslocamentos na direcção vertical. No que diz respeito ao alcance máximo de pressão admitido no interior da câmara, estabelece-se um limite máximo de 2000 MPa . A base da câmara triaxial, apresentada na Figura 3.3, dispõe de cinco torneiras que apresentam as seguintes funções:

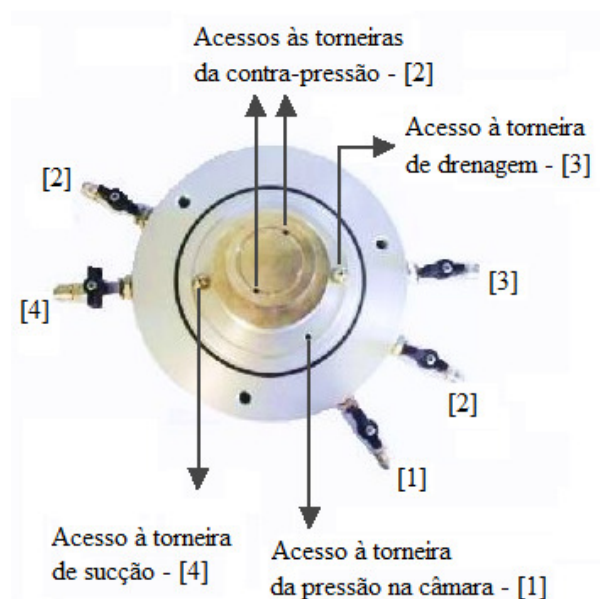


Figura 3.3 Pormenor dos circuitos das torneiras inseridas na base da câmara triaxial

- [1] Uma torneira para a aplicação da pressão na câmara;
- [2] Duas torneiras para a aplicação da contra-pressão;
- [3] Uma torneira de drenagem;
- [4] Uma torneira para aplicação de sucção.

3.2.3. Controladores digitais de pressão/volume (STDDPC – *The GDS Standard Pressure Controller*)

Os controladores digitais de pressão/volume (STDDPC – *The GDS Standard Pressure Controller*), apresentados na Figura 3.4, são o equipamento responsável por medir e regular as variações de pressão e volume que se desenvolvem na câmara triaxial durante as diferentes etapas do ensaio. A capacidade volumétrica dos controladores situa-se em 200 mm^3 , enquanto a capacidade de resolução se estabelece em 1 mm^3 . No que se refere à capacidade de alcance das pressões aplicadas, os controladores apresentam um limite máximo de 3 MPa com uma resolução de 1 kPa , quer na visualização dos valores no painel de controlo, quer no registo dos dados através do software. Relativamente à precisão do registo da informação recolhida tem-se, para o volume, 0,25% e para a pressão 0,15% da leitura realizada.



Figura 3.4 Aspecto dos controladores digitais de pressão/volume STDDPC

Para a realização do ensaio são necessários dois controladores digitais de pressão/volume, um que permita aplicar as pressões na câmara e outro que seja responsável pelo controlo da contra-pressão e das variações de volume do provete.

Na Figura 3.5 encontra-se representado um esquema do funcionamento deste equipamento, que se baseia na actuação de um microprocessador operado hidraulicamente que faz movimentar um pistão através da pressurização de um líquido inserido no interior de um cilindro.

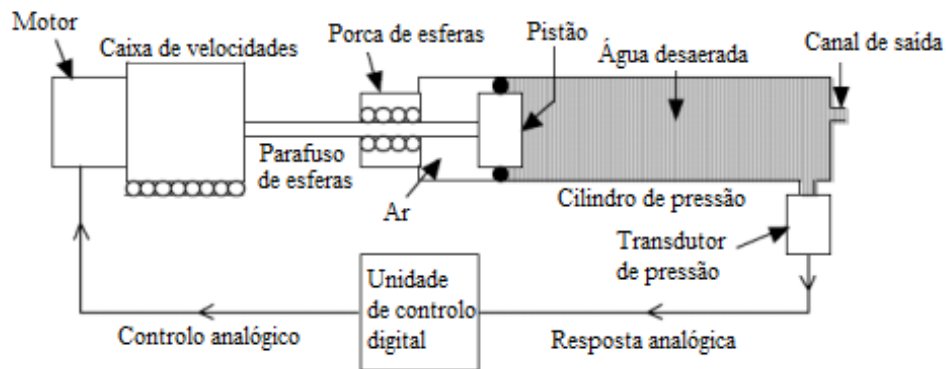


Figura 3.5 Esquema do modo de operação dos controladores de pressão/volume – STDDPC (GDS Instruments, Lda., 2000)

No interior desse cilindro encontra-se ainda um transdutor que, ao ser sujeito a pressões, converte os sinais em formato digital e opera o motor de forma a reduzir ou aumentar a pressão, conforme a solicitação imposta. Para os ensaios conduzidos, o líquido utilizado consiste em água desaerada proveniente de um tanque de desaeração instalado no laboratório.

3.2.4. Dispositivo de extensão

O dispositivo de extensão da GDSTAS, apresentado na Figura 3.6, permite a realização de ensaios onde a tensão axial em algum ponto do processo pretende atingir valores inferiores aos da tensão radial.



Figura 3.6 Aspecto do dispositivo de extensão

No caso de se encontrar instalado na câmara, a aplicação da pressão ao provete passará a ser realizada por intermédio deste dispositivo, permitindo-lhe assim controlar a tensão axial no sentido pretendido.

Analisando o esquema representado na Figura 3.7 é possível observar o êmbolo que atravessa o topo da câmara triaxial, no qual se encontra aparafusada uma peça cônica truncada que irá entrar em contacto com a placa superior instalada no topo do provete. Nesta placa superior encontra-se encaixada uma manga flexível de PVC em forma de sino que será responsável por garantir a união continuada entre o provete e o êmbolo através da aplicação de uma pequena sucção. A peça cônica truncada dispõe também de um circuito que se encontra conectado, através de um tubo, à torneira localizada na base da câmara triaxial correspondente à torneira de sucção.

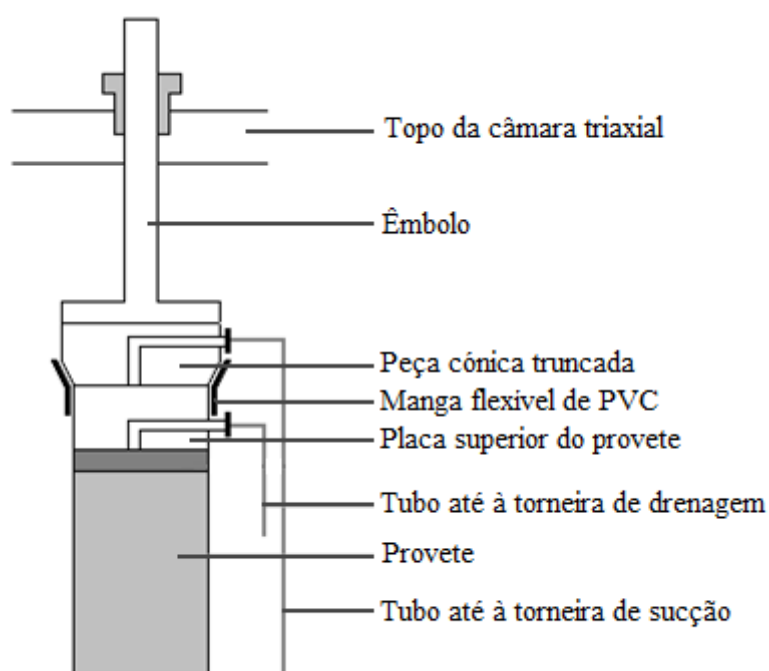


Figura 3.7 Esquema do dispositivo de extensão

3.2.5. Prensa Hidráulica *Tritech* (50 kN)

A prensa hidráulica disponível no Laboratório de Mecânica dos Solos do DEC –FCT, apresentada na Figura 3.8, apresenta uma capacidade máxima de carga de 50 kN e dispõe de dois modos de actuação: um modo de actuação manual e um modo de actuação via computacional. No modo correspondente ao controlo computacional, a imposição de uma velocidade é conseguida através da interacção com o computador, ao qual foi previamente indicado o valor a aplicar. O intervalo de valores de velocidade permitidos pelo equipamento variam entre 0,00001 e 99,99999 mm/min.

De notar ainda que a prensa hidráulica permite definir a sua capacidade de resposta, isto é, a velocidade com que a interacção com o computador é realizada.



Figura 3.8 Aspecto da prensa hidráulica *Tritech*

3.2.6. Equipamento de aquisição de dados

O equipamento de aquisição de dados (*GDS 8 Channel Serial Data Acquisition Pad*) é aquele responsável pela recolha e registo da informação obtida através do transdutor de pressão intersticial, do transdutor de deslocamentos axiais e radiais, caso seja utilizada, e ainda da célula de carga interna associada ao êmbolo. Este dispositivo dispõe de um sistema electrónico de armazenamento de dados que possui oito canais de aquisição de dados de 16 *bit*. A ligação com os transdutores dispõe de $\pm 5 V$ e é executada mediante tomadas 5 *pin* DIN.

3.2.7. Transdutor de pressão intersticial e transdutor de deslocamentos

O transdutor de pressão intersticial é o equipamento responsável pela medição da pressão intersticial gerada no interior do provete, enquanto os transdutores de deslocamentos permitem medir a deformação axial e radial experimentada pelo provete no decorrer do ensaio. Em ambos os casos, o registo da informação recolhida é automática e contínua, apresentando cada equipamento uma precisão de 0,01 *kPa* e 0,001 *mm*, respectivamente.

No que diz respeito ao alcance de leitura do transdutor de pressão intersticial, apresenta-se um valor máximo de 1 MPa , enquanto que, para o transdutor de deslocamentos axiais, se dispõe de uma capacidade máxima de leitura de 50 mm , com uma sensibilidade de $1,4102678\text{ mm/mV}$.

Dado que o alcance máximo de leitura de um transdutor de deslocamentos axiais deve atingir, no mínimo, 20% da altura do provete, constata-se que o equipamento disponível no laboratório pode ser utilizado em provetes com uma altura que pode ir até 250 mm .

No que diz respeito ao transdutor de deslocamentos radiais, não serão apresentadas as suas características uma vez que, como será depreendido mais à frente, a sua utilização não será necessária.

3.3. Software de aquisição de dados

3.3.1. Processo de funcionamento

O software de aquisição de dados GDSLab é o elemento responsável pelo registo da informação recolhida a partir do equipamento de aquisição de dados. Este registo de informação é realizado num intervalo de tempo definido inicialmente pelo utilizador na janela que se apresenta na Figura 3.9. O software permite ainda controlar mais que um ensaio ao mesmo tempo, funcionando cada ensaio de forma independente dos restantes.

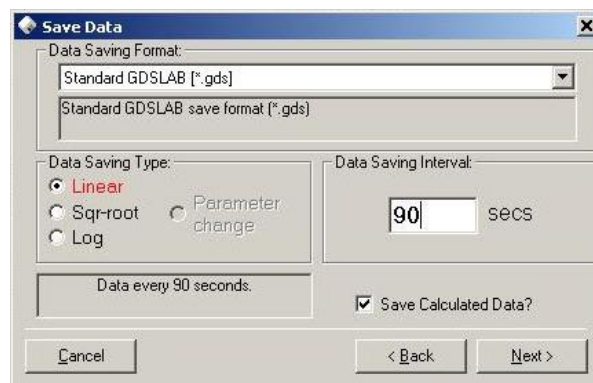


Figura 3.9 Aspecto da janela que permite definir o intervalo de registo de informação

O processo de funcionamento do software de aquisição de dados compreende os seguintes passos:

1. Atribuição de comandos aos controladores de pressão/volume e à prensa hidráulica, conforme os requisitos do tipo de ensaio triaxial em realização. Estes requisitos são definidos através do módulo de ensaio seleccionado inicialmente pelo utilizador;

2. Registo no ficheiro de dados da informação proveniente dos controladores de pressão/volume, do equipamento de aquisição de dados e da prensa hidráulica. A descrição da informação recolhida encontra-se presente no manual *The GDS Laboratory Users Handbook* (2003);
3. Cálculo de diversas grandezas, cujos resultados são armazenados no ficheiro de dados previamente criado pelo utilizador. Neste passo o software calcula as grandezas necessárias à atribuição de novos comandos ao ensaio, como por exemplo: tensões efectivas, deformações radial, axial e volumétrica e excesso de pressão intersticial. Posto isto, o processo de funcionamento recomeça passo 1.

Entre alguns cálculos mais gerais realizados pelo software, existem outros menos explícitos para o utilizador que podem carecer de uma explicação mais clara acerca do procedimento que utilizam. O funcionamento do software e das suas potencialidades na obtenção de resultados, em particular no que se refere a ensaios triaxiais sobre amostras saturadas, encontra-se presente no manual *The GDS Laboratory Users Handbook* (2003).

Durante todo o processo de funcionamento do software é possível observar o progresso do ensaio através de uma janela que permite, entre outros comandos, seleccionar gráficos da evolução em tempo real das grandezas registadas ou calculadas pelo GDSLab.

Módulos de ensaio utilizados

Como já foi anteriormente referido, o software de aquisição de dados GDSLab dispõe de diversos módulos de ensaio que permitem realizar ensaios triaxiais nas suas mais variadas vertentes. Neste capítulo serão apenas desenvolvidos os módulos de ensaio que apresentam particular relevância para o presente estudo, nomeadamente: o módulo de saturação consolidação (SATCON), o módulo triaxial clássico (*Standard Triaxial*) e o módulo de consolidação K_0 (*K_0 Consolidation*).

Enquanto o módulo de ensaio de saturação/consolidação permite a saturação total ou parcial das amostras através da realização de rampas de saturação (*Saturation Ramp*), em conjugação com etapas de consolidação (*Consolidation*) e verificações do grau de saturação do provete (*B-Check*), o módulo de ensaio triaxial clássico é importante no contexto da caracterização do solo utilizado

No que diz respeito à consolidação K_0 , como já foi referido no início do presente capítulo, o software dispõe de um módulo de ensaio específico, denominado *K_0 Consolidation*, que permite dois modos de operação: um que utiliza medição local no provete para controlo da deformação radial e outro que utiliza o registo do controlador da contra-pressão para manter constante o diâmetro do provete.

Cada um dos módulos do GDSLab permite ainda definir condições de terminação do ensaio que permitem ao utilizador controlar e limitar os resultados que pretende obter. Para conhecer estas condições de terminação com maior pormenor recomenda-se a leitura do manual *The GDS Laboratory Users Handbook* (2003).

3.3.2. Módulo de saturação/consolidação (SATCON)

O módulo de ensaio de saturação/consolidação apresenta três modos de operação distintos: rampas de saturação (*Saturation Ramp*), consolidação (*Consolidation*) e verificação do parâmetro B (*B-Check*).

O modo de rampas de saturação da GDSLab permite ao utilizador aplicar ao provete incrementos ou decréscimos no valor da pressão na câmara e da contra-pressão. A janela deste modo de operação dispõe do aspecto representado na Figura 3.10, onde se pode observar, no campo *Current*, os valores actuais da pressão na câmara e da contra-pressão lidos pelos respectivos controladores e, no campo *Target*, o local onde devem ser introduzidos os novos valores de tensão a serem alcançados. Na mesma janela é possível ainda definir a duração da etapa de saturação.

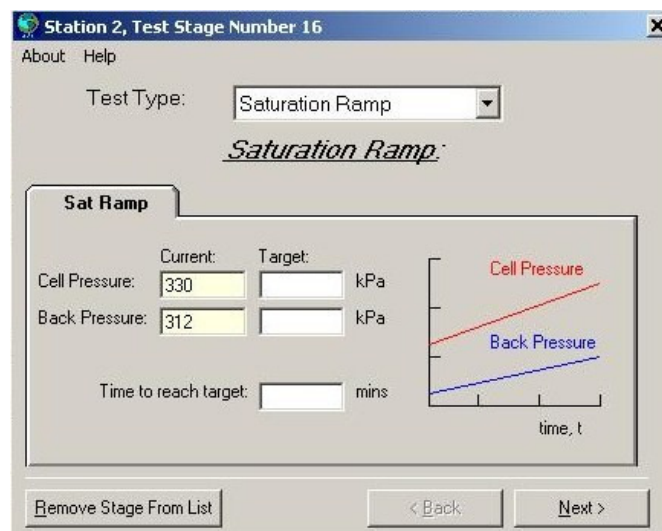


Figura 3.10 Aspecto da janela referente ao modo “Rampas de Saturação”

O modo de consolidação do GDSLab permite manter a pressão na câmara e a contra-pressão a actuar no provete constantes durante um período de tempo indefinido, caso nenhuma das condições de terminação seja seleccionada. O utilizador pode, no entanto, limitar a duração desta etapa através da definição de uma duração máxima ou através da selecção de uma opção que termina o ensaio quando a variação de volume do provete for inferior a 5 mm^3 durante um período de 5 minutos. Durante o modo de consolidação o software vai armazenando no ficheiro de dados a variação de volume do

proveté através do registo dado pelo controlador da contra-pressão. A janela correspondente a este modo apresenta-se na Figura 3.11 onde, tal como na *Saturation Ramp*, se observa o campo *Current* que indica os valores atuais de tensão (pressão na câmara e contrapressão), e o campo *Target* com o espaço a preencher pelo utilizador com os valores pretendidos.

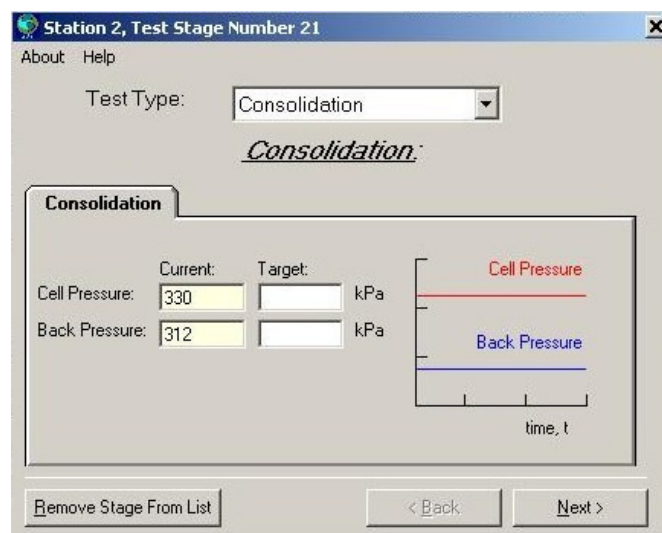


Figura 3.11 Aspecto da janela referente ao modo “Consolidação”

O modo de verificação do parâmetro B determina o grau de saturação da amostra através do cálculo do valor do parâmetro *B* de Skempton. A janela correspondente a este modo, representada na Figura 3.12, dispõe do campo *Target* onde deve ser inserido o valor da pressão na câmara que se pretende atingir.

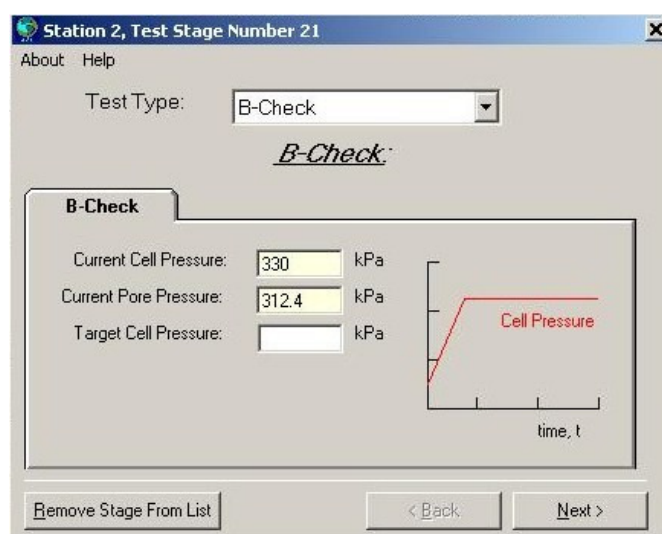


Figura 3.12 Aspecto da janela referente ao modo “Verificação do parâmetro B”

O sistema irá procurar atingir este valor o mais rápido possível. No entanto, é possível limitar a duração do processo até um dado valor definido pelo utilizador. Enquanto o valor da pressão na câmara é incrementado, o software bloqueia a contra-pressão e o respectivo volume, mantendo-os constantes durante todo o processo (condições não drenadas). Este módulo de ensaio permite ainda limitar o parâmetro B a um valor máximo definido pelo utilizador.

3.3.3. Módulo triaxial clássico

O módulo de ensaio triaxial clássico permite realizar ensaios nas variantes não consolidado não drenado (UU), consolidado não drenado (CU) e consolidado drenado (CD), conduzindo-os a partir de uma taxa de deformação constante, em mm/min , definida inicialmente pelo utilizador no campo *Loading Velocity* apresentado na Figura 3.13.

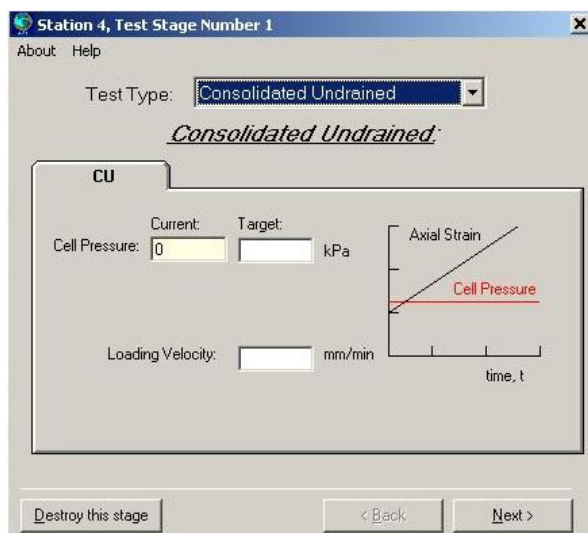


Figura 3.13 Aspecto da janela referente ao módulo de ensaio triaxial clássico na variante CU

Para todas as vertentes, UU, CU e CD, o módulo de ensaio solicita um valor a atingir para a pressão na câmara, que vai aplicando à medida que aumenta a tensão deviatórica a uma taxa de deformação constante, de forma a produzir uma trajectória de tensões com o quociente $q/p = 3$. No ensaio triaxial clássico consolidado drenado, para além dos comandos acima apresentados, o módulo de ensaio solicita ainda um valor a atingir para a contra-pressão e regista as variações de volume do provete através do volume anotado pelo controlador da contra-pressão. Entre outras condições de terminação, este módulo permite terminar o ensaio quando a tensão deviatórica começa a diminuir o seu valor, significando que o provete atingiu a rotura.

3.3.4. Módulo de consolidação K_0

No que se refere ao módulo de consolidação K_0 , o software apresenta dois modos de operação que variam, sobretudo, no modo como controlam a deformação radial do provete de forma a mantê-la nula:

- K_0 com medição directa da deformação radial: *Kzero using ramp RADIAL STRESS with direct transducer measurement*;
- K_0 com medição indirecta da deformação radial: *Kzero using ramp RADIAL STRESS with back volume change measurement*.

O primeiro modo de operação utiliza a medição directa da deformação radial para conduzir o ensaio. Como se observa na janela apresentada na Figura 3.14, o utilizador deve introduzir um valor a alcançar (*Target*) para a pressão na câmara e definir um tempo para que esse objectivo seja atingido.

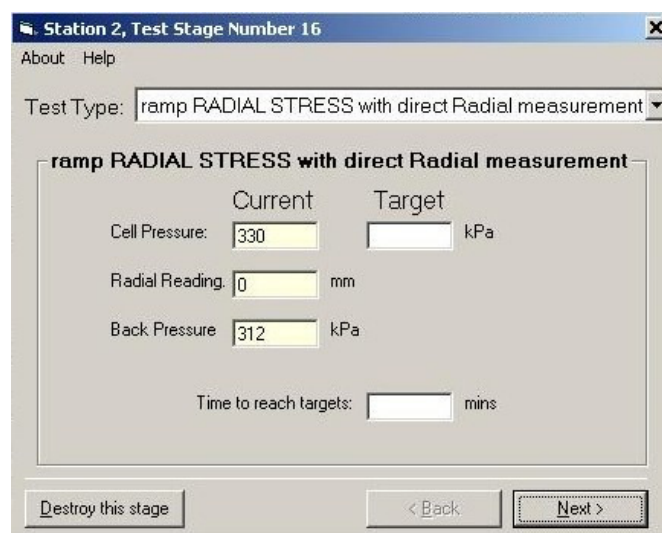


Figura 3.14 Aspecto da janela referente ao modo “ K_0 com medição directa da deformação radial”

A cada intervalo de tempo definido pelo utilizador, o transdutor de deslocamentos radiais regista a pequena deformação radial que o provete experimenta devido ao aumento de pressão imposto, comunicando-o ao software que o converte numa deformação axial de forma a que o diâmetro se mantenha sempre constante durante todo o ensaio. Essa deformação axial calculada pelo software é então devolvida sob a forma de um comando para a prensa hidráulica que ajusta o êmbolo até uma posição tal que lhe permita anular a anterior variação do diâmetro do provete.

O segundo modo de operação, K_0 com medição indirecta da deformação radial, apresenta uma janela com o aspecto daquela demonstrada na Figura 3.15.

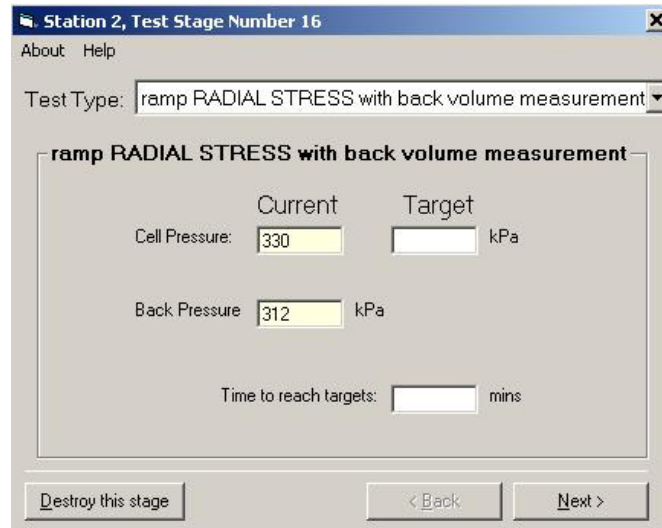


Figura 3.15 Aspecto da janela referente ao modo “ K_0 com medição indirecta da deformação radial”

A forma como o software actua através deste modo diz respeito a um processo iterativo que compreende os seguintes passos:

1. Aplica um incremento à pressão na câmara (*Target*) num determinado período de tempo (*Time to reach targets*);
2. Regista as variações de volume anotadas pelo controlador da contra-pressão, ΔV , como causa do aumento imposto no ponto anterior;
3. Transforma o registo realizado no ponto 2. em deformação axial, ΔH , através do seguinte cálculo:

$$\Delta H = \frac{\Delta V \times H_0}{V_0} \quad \text{Equação 3.1}$$

4. Comunica o resultado da Equação 3.1 à prensa hidráulica através de um comando que automaticamente movimenta o êmbolo até completar o deslocamento vertical calculado;

O terceiro passo do processo acima descrito é aquele responsável por garantir que toda a deformação volumétrica experimentada pelo provete é transposta para a deformação axial. No entanto, para que este passo seja posto em curso, é necessário que o provete varie de volume e ΔV ganhe alguma expressão numérica, pelo que é natural que a deformação radial não seja absolutamente nula, mas tome algum valor próximo de zero. A duração deste módulo de ensaio, em ambos os seus modos de operação, é definida pelo utilizador no preenchimento do campo *Time to reach targets*. Com isto o software admite uma relação directamente proporcional entre a variação do carregamento com tempo, onde a constante de proporcionalidade representa a taxa de carregamento, em unidades de kPa/h .

4. Ensaios Triaxiais de Aferição

4.1. Objectivos

Embora existam diversas normas que estabeleçam o procedimento e as considerações que devem ser tomadas na realização de ensaios triaxiais na sua forma mais geral, no que diz respeito à aplicação de uma consolidação anisotrópica, como é o caso da consolidação K_0 , essa referência é muito vaga, sobretudo no que diz respeito a ensaios controlados computacionalmente. Por esta razão, antes da determinação do coeficiente de impulso em repouso do solo em estudo, realizaram-se alguns ensaios triaxiais de aferição do tipo K_0 , com o intuito de estabelecer um procedimento a adoptar na realização do ensaio triaxial de consolidação K_0 a desenvolver no capítulo seguinte, utilizando o sistema da GDSTAS que se encontra disponível no laboratório do DEC – FCT e que foi anteriormente descrito no Capítulo 3. De entre os ensaios triaxiais de aferição realizados, apenas serão apresentados os resultados referentes ao ensaio que conduziu ao afinamento final do procedimento, em particular do ensaio ETAK₀5.

Para dar início ao desenvolvimento do presente capítulo, é elaborada uma caracterização do solo ensaiado e são apresentadas as considerações tomadas durante a preparação dos provetes reconstituídos do solo utilizado. De notar que esta caracterização/preparação inicial é comum aos ensaios triaxiais de aferição abordados neste capítulo e aos ensaios triaxiais a desenvolver no Capítulo 5.

Durante o processo iterativo aplicado pelo módulo de ensaio “ K_0 com medição indirecta da deformação radial”, existe a possibilidade da tensão deviatórica, q , decrescer até um dado ponto em que a tensão axial efectiva toma valores inferiores à tensão radial efectiva, significando que o êmbolo responsável por aplicar essa tensão deviatórica deixa de estar em contacto com o provete. No entanto, no Capítulo 3 foi apresentado um equipamento específico que permite a condução de ensaios triaxiais onde esta relação entre as tensões axial e radial efectivas acontece: dispositivo de extensão. Por esta razão, numa fase inicial dos ensaios triaxiais de aferição do tipo K_0 estudaram-se os seguintes tópicos:

- Modo de actuação do dispositivo de extensão durante o procedimento do ensaio triaxial de consolidação K_0 ;
- Utilidade do dispositivo de extensão para a validade dos resultados dos ensaios triaxiais de consolidação K_0 ;

Para além destes objectivos, pretendeu-se ainda com os ensaios triaxiais de aferição verificar se o software mantém ao longo de toda a duração da experiência as condições de validade do ensaio triaxial de consolidação K_0 , nomeadamente: manter a deformação radial nula; manter a pressão intersticial constante e em valores baixos.

4.2. Caracterização do solo e preparação dos provetes

4.2.1. Considerações iniciais

Para a caracterização do solo empregue no presente estudo foram conduzidos ensaios de identificação (granulometria, segundo a especificação LNEC E 196-1996 e limites de Atterberg de acordo com a norma portuguesa NP-143, 1969) e ensaios Proctor normal com compactação manual leve em molde pequeno, como descrito na especificação LNEC E 197-1966. Com estes últimos ensaios pretendem-se obter os parâmetros óptimos de compactação do solo (teor em água ótimo e correspondente peso volúmico seco), que são importantes para a preparação dos provetes. Assim, com base nesta caracterização, prepararam-se provetes reconstituídos com um diâmetro de 70 mm e uma altura correspondente ao dobro desta dimensão, 140 mm, de acordo com a norma ASTM D 4767-04 (*Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*) no que diz respeito a amostras compactadas.

4.2.2. Ensaios de identificação

Na Figura 4.1 apresenta-se a análise granulométrica realizada para o solo utilizado no presente estudo. O desenvolvimento da curva obtida permite observar que se trata de um solo com granulometria extensa, o que cria condições favoráveis para permitir a compactação da amostra durante a preparação dos provetes. Em valores aproximados, o solo apresenta uma percentagem de materiais finos de 14%, uma percentagem de areias (sobretudo médias) de 74% e uma percentagem de cascalho fino de 12%.

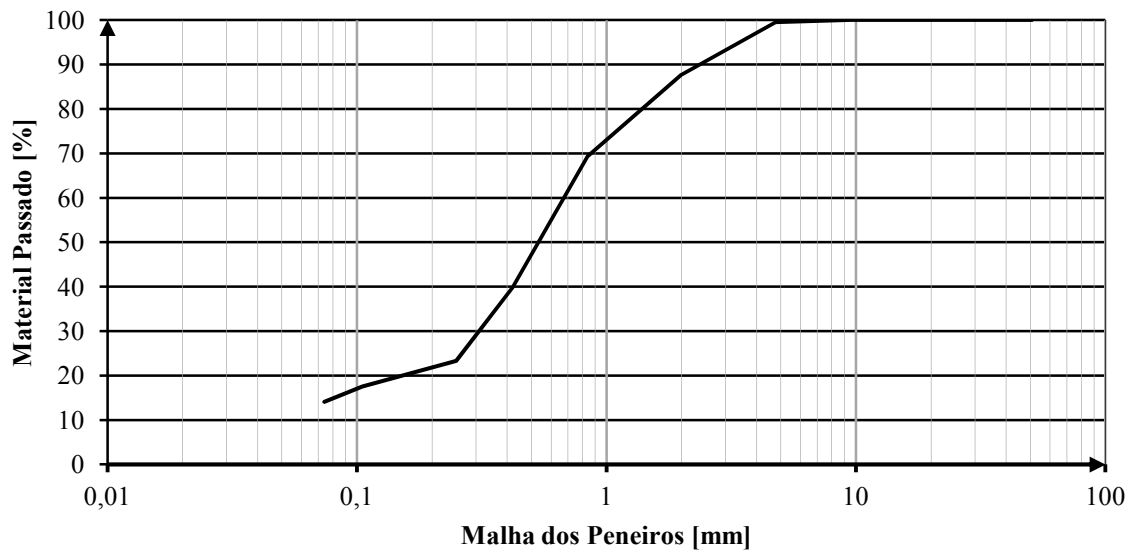


Figura 4.1 Curva granulométrica do solo ensaiado

Não revelando a presença vestígios de matéria orgânica, de acordo com a Classificação Unificada (ASTM D2487 – 00, *Standard Classification of Soils for Engineering Purposes – Unified Soil Classification System*) o solo situa-se no grupo SC, Clayey Sand, que corresponde a um solo constituído por areia argilosa. No que diz respeito aos limites de consistência de Atterberg, os ensaios conduzidos resultaram num limite de liquidez, LL , de 32,9% e um índice de plasticidade, IP , 11,9%.

4.2.3. Ensaio Proctor normal

No Quadro 4.1 apresentam-se os resultados do teor em água óptimo e correspondente peso volúmico seco, obtidos a partir de dois ensaios Proctor normal com compactação manual leve em molde pequeno, conduzidos no Laboratório de Mecânica dos Solos do DEC – FCT para o mesmo solo, ao longo do mestrado nas disciplinas de Geotecnia.

Quadro 4.1 Resumo dos resultados do ensaio Proctor normal

	Teor em água óptimo $w_{opt.} [\%]$	Peso volúmico seco $\gamma_{d,máx.} [kN/m^3]$
Ensaio PN1	10,16	20,13
Ensaio PN2	10,54	19,68

Na Figura 4.2 apresentam-se as curvas de compactação resultantes dos ensaios Proctor realizados. A partir do conjunto dos dois ensaios, PN1 e PN2, obteve-se um valor médio para o teor em água óptimo do solo de 10,4 %, associado a um peso volúmico seco de 19,9 kN/m^3 .

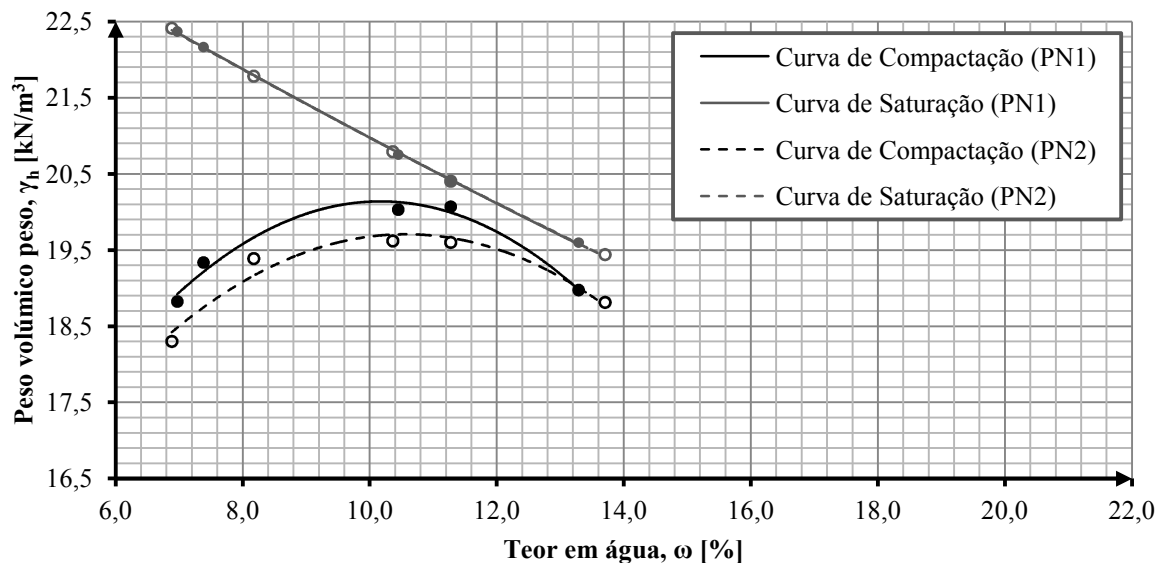


Figura 4.2 Curvas de compactação resultante dos ensaios Proctor realizados sobre o solo ensaiado

4.2.4. Preparação dos provetes

Segundo a norma ASTM D 4767-04, os provetes devem ser preparados utilizando quantidades de solo e de água que permitam um teor em água previamente estabelecido para o ensaio. Por uma questão de uniformização, optou-se por montar os provete com um teor em água equivalente ao teor em água ótimo do solo apresentado na secção 4.2.3. Desta forma, previamente à montagem do provete propriamente dita e à consideração de todos os cuidados inerentes à realização deste processo, elaborou-se uma análise onde se pretendeu obter as quantidades de solo e de água necessárias para fabricar cada provete com o teor em água ótimo apresentado anteriormente.

Desta forma, com base na massa volúmica e nas dimensões geométricas pretendidas para a amostra, calculou-se a quantidade de solo necessária para fabricar cada provete. A esta quantidade acresceu-se ainda uma margem de desperdício de 2% de forma a garantir que, não só, as quantidades de solo pesadas são suficientes para a preparação do provete, mas também para que, posteriormente, possa ser determinado o teor em água da amostra (Equação 4.1).

$$m = 1,02 \times \rho \times V \quad \text{Equação 4.1}$$

onde m corresponde à massa de solo pesada para fabricar cada provete, em g , V ao volume do provete, em cm^3 , e ρ à massa volúmica do solo em g/cm^3 .

Atendendo aos conceitos básicos de mecânica de solos e sabendo que, para uma mesma quantidade de solo, a massa correspondente às partículas sólidas, m_s , se mantém inalterada, calculou-se através da Equação 4.2 a quantidade de água, m_w , necessária acrescentar ao solo desagregado com o teor em água natural de forma a alcançar o teor em água ótimo.

$$m_w = \frac{m}{1 + w_{nat.}} \times (w_{opt.} - w_{nat.}) \quad \text{Equação 4.2}$$

No Quadro 4.2 apresenta-se um resumo das quantidades necessárias para o fabrico dos provetes reconstituídos de areia argilosa obtidas no final do processo explicado acima, considerando para a massa volúmica da água um valor de 1 g/cm^3 .

Quadro 4.2 Resumo das quantidades necessárias para o fabrico dos provetes reconstituídos de areia argilosa

	Quantidade	Unidades
Solo	1099,1 \approx 1100	<i>g</i>
Água	90,7 \approx 91	<i>g</i> ou <i>ml</i>

Posto isto, procedeu-se à montagem dos provetes através da sua compactação num molde bi-partido com diâmetro interno igual ao diâmetro da amostra (70 mm) e com uma altura de 140 mm. O solo foi colocado no interior do molde em quatro camadas, utilizando-se para a sua compactação o pilão de compactação manual leve do ensaio Proctor. Por razões de aplicações práticas, o provete deveria ser compactado de acordo com uma energia de compactação previamente estabelecida e, idealmente, com uma energia correspondente ao ensaio Proctor normal ($E_c = 60 \text{ kN/m}^3$). No entanto, durante a compactação do solo no molde, não é possível garantir uma altura constante de queda do pilão, nem a actuação do seu peso na totalidade, pois o pilão não é largado em queda livre. Na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** apresenta-se uma comparação entre as curvas de compactação correspondentes ao ensaio Proctor normal, já apresentadas acima, e as características de compactação dos provetes ensaiados, observando-se que os provetes foram moldados com uma energia de compactação diversa, bastante inferior a 60 kN/m^3 .

De acordo com a preparação descrita, obtiveram-se ainda as características apresentadas no Quadro 4.3 para os provetes reconstituídos de areia argilosa a utilizar nos ensaios triaxiais de aferição, correspondendo os valores apresentados aos valores médios do total de provetes fabricados. De notar que o valor relativo à densidade das partículas sólidas, G , foi obtido a partir dos ensaios realizados sobre o mesmo solo, no Laboratório de Mecânica dos Solos do DEC – FCT ao longo do mestrado nas disciplinas de Geotecnia.

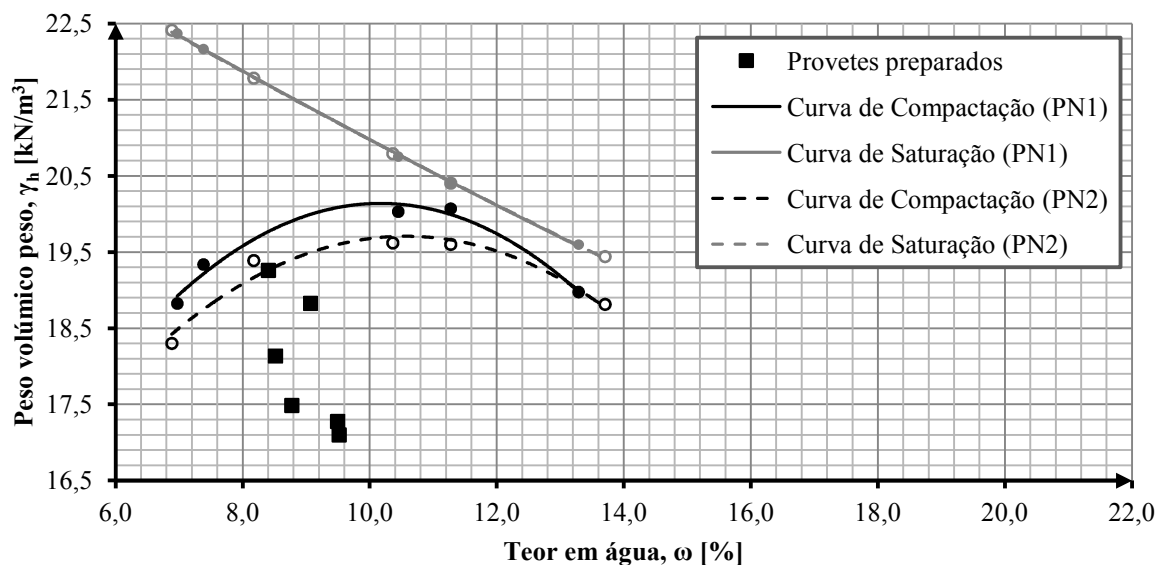


Figura 4.3 Comparação entre a curva de compactação do Ensaio Proctor e as características dos provetes preparados

Quadro 4.3 Resumo das características dos provetes reconstituídos de areia argilosa

Densidade das partículas sólidas	G	2,65
Teor em água	ω	8,96 %
Peso volúmico húmido	γ_h	19,63 kN/m ³
Peso volúmico seco	γ_d	18,01 kN/m ³
Índice de vazios inicial	e	0,502

No final da preparação dos provetes registaram-se as suas dimensões (altura e diâmetro), o seu peso e ainda, com o material sobranter, realizaram-se dois ensaios de teor em água de acordo com o estabelecido na norma NP 84 (1965).

4.3. Ensaio Triaxial Clássico CU

4.3.1. Considerações iniciais

Neste subcapítulo é apresentado o ensaio triaxial clássico na variante CU com consolidação isotrópica (ETCCU), desenvolvido com o objectivo de determinar o ângulo de resistência ao corte do solo e, através de ciclos de carga e descarga na etapa de consolidação, obter informação acerca do seu grau de sobreconsolidação. Numa fase inicial apresenta-se uma descrição do procedimento geral adoptado para a instalação e saturação dos provetes na câmara triaxial, incluindo o processo de

instalação do dispositivo de extensão referido no Capítulo 3. Embora este equipamento não tenha sido utilizado no caso particular do ensaio triaxial clássico apresentado neste subcapítulo, será aplicado nos ensaios triaxiais de consolidação K_0 apresentados no subcapítulo que se segue (subcapítulo 0). Por esta razão, faz sentido introduzir o seu processo de instalação na secção correspondente à instalação do provete na câmara triaxial que, como se perceberá, é um procedimento comum a todos os ensaios apresentados neste documento.

Para a etapa de saturação, utilizaram-se as considerações presentes na norma ASTM D 4767-04 (*Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*). Note-se ainda que, para uma descrição mais detalhada da instalação do provete na câmara triaxial, sugere-se a leitura do relatório interno de Faneco (2011).

Como nota prévia é importante salientar que, nos gráficos apresentados neste subcapítulo e nos subcapítulos que se seguem, a maior ou menor densidade de pontos corresponde ao intervalo de registo de dados indicado ao software para armazenar valores no ficheiro de dados, referido na secção 3.3.1. do Capítulo 3. Assim, à maior densidade de pontos corresponde um intervalo de registo de cerca de 30 s, à menor densidade, um intervalo de 90 segundos.

4.3.2. Instalação dos provetes na câmara triaxial

Previamente à instalação propriamente dita dos provetes na câmara triaxial, é imprescindível proceder a uma verificação de todos os equipamentos de ensaio. Esta preparação inclui a desaeração com uma pistola de ar comprimido e a saturação com um esguicho de água deaerada dos seguintes circuitos: base da câmara triaxial, transdutor de pressão intersticial, placa superior de acrílico e, finalmente, dispositivo de extensão. Teve-se ainda o cuidado de desaerar e saturar todos os tubos intervenientes no ensaio, quer aqueles no interior da câmara que fazem a ligação ao interior do provete e ao dispositivo de extensão, quer os tubos que fazem a ligação entre as torneiras na base da câmara e os controladores digitais de pressão/volume. Posto isto, efectuaram-se as seguintes ligações: ligação entre a torneira da pressão na câmara e o respectivo controlador de pressão/volume e ligação entre a torneira da contra-pressão a o respectivo controlador de pressão/volume (apenas uma das torneiras é utilizada durante o ensaio).

Em seguida, o provete foi envolvido por uma membrana flexível de látex impermeável e selado ao pedestal na base da câmara triaxial através de *O-rings*. Entre o provete e a placa superior de acrílico e entre o provete e o pedestal foram instalados discos de papel de filtro em conjunto com placas porosas, de forma a permitir a drenagem da amostra através dos seus topos. Com todos os cuidados descritos acima, foi ligado um tubo ao topo do provete a fazer a ligação ao acesso correspondente à torneira de drenagem. Para instalar o dispositivo de extensão, como apresenta a Figura 4.4, a manga flexível de PVC foi encaixada na placa superior de acrílico instalada no topo do provete.

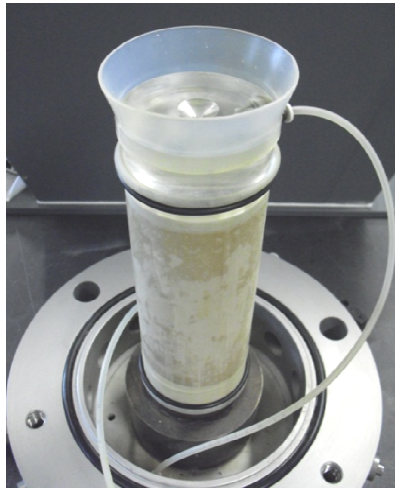


Figura 4.4 Manga flexível de PVC encaixada na placa superior de acrílico instalada no topo do provete e respectiva ligação à base da câmara triaxial

Ambos os elementos foram previamente lubrificados com vaselina de forma a garantir uma aderência mais eficaz, quer entre a referida manga e a placa superior, como entre esse conjunto e a placa cônica truncada. Com a peça cônica truncada aparafusada ao êmbolo no topo da câmara triaxial, bem como a ligação entre este elemento e o respectivo acesso na base da câmara, encheu-se o interior da câmara triaxial com água desaerada proveniente do depósito instalado no laboratório.

4.3.3. Etapa de saturação

O processo de saturação dos provetes aplicou o procedimento referido no Capítulo 2, que aplica incrementos sucessivos ao valor da contra-pressão, mantendo sempre constante e moderadamente baixo o valor da tensão efectiva a actuar nas amostras. Para tal fez-se uso do módulo de ensaio de saturação/consolidação (SATCON) disponibilizado pelo software GDSLab.

Como procedimento auxiliar para acelerar o processo de saturação, introduziu-se vácuo no interior dos provetes durante cerca de quatro horas, logo após a instalação dos mesmos na câmara triaxial. Para tal, aplicou-se uma pressão negativa de -10 kPa ao topo do provete e uma pressão na câmara de 10 kPa , de forma a perfazer uma tensão efectiva inicial de 20 kPa a actuar no provete.

Tendo em atenção as considerações presentes na norma ASTM D 4767-04 (*Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*), o processo de saturação dos provetes foi conduzido através da aplicação de incrementos à contra-pressão na ordem dos 40 kPa por etapa, associados a aumentos na pressão na câmara capazes de produzir uma tensão efectiva a actuar no provete de 20 kPa . Para que a tensão efectiva se mantenha aproximadamente constante e não se desenvolvam no interior do provete excessos de pressão intersticial, cada etapa de saturação foi realizada num período de tempo necessário para permitir a uniformização da pressão

intersticial em toda a amostra. A intercalar cada etapa de saturação foi aplicada uma etapa de consolidação que automaticamente findava quando o controlador da contra-pressão registasse uma variação de volume do provete nula ou a pressão intersticial estabilizasse.

Para observar a evolução da saturação do provete, aplicou-se o modo de operação “Verificação do parâmetro B”, no qual se incrementou o valor da pressão na câmara em 20 *kPa* durante um período de tempo de 15 minutos. Os provetes foram considerados saturados quando o valor do parâmetro B de Skempton atingiu um valor igual ou superior a 95%.

4.3.4. Desenvolvimento do ensaio triaxial clássico CU (ETCCU)

A preparação do provete utilizado no ensaio triaxial clássico CU foi realizada de acordo com o descrito em 4.2.4, tendo-se obtido as características apresentadas no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 Características do provete utilizado no ensaio ETCCU

Teor em água	ω	8,51 %
Peso volúmico húmido	γ_h	19,68 <i>kN/m</i> ³
Peso volúmico seco	γ_d	18,14 <i>kN/m</i> ³
Índice de vazios inicial	e	0,489

Para saturar o provete adoptou-se o procedimento descrito na secção anterior (secção 4.3.3), o que durou uma semana e atingiu níveis de pressão na câmara e contra-pressão de 300 *kPa* e 280 *kPa*, respectivamente, correspondentes a um *B* de 97%. Dado que o excesso de pressão intersticial é aproximadamente nulo e, portanto a contra pressão e a pressão intersticial tomam valores semelhantes, no início da etapa de consolidação partiu-se de uma tensão média efectiva, p' , de cerca de 20 *kPa*.

Consolidação isotrópica

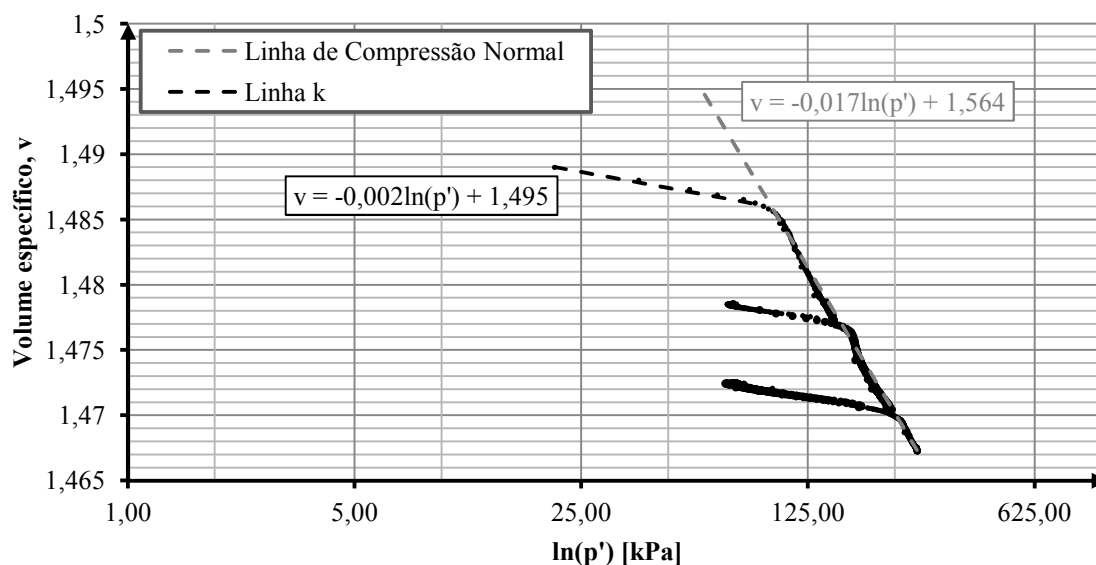
Como já foi referido no início do presente subcapítulo, para a determinação do grau de sobreconsolidação do solo ensaiado consolidou-se o provete isotropicamente com ciclos de carga e descarga de forma a permitir observar o delinear da Linha de Compressão Normal (LCN) do solo. No Quadro 4.5 apresentam-se as tensões radial e axial efectivas obtidas durante a consolidação isotrópica conduzida. Cada ciclo de carga/descarga foi aplicado através do modo de operação “Consolidação” do software GDSLab, tendo-se em seguida aguardado tempo suficiente para permitir a estabilização da pressão intersticial e a dissipação do seu excesso. Este período de tempo durou, em média, 24 horas por cada etapa.

Quadro 4.5 Plano dos ciclos de carregamento da consolidação isotrópica do ensaio ETCCU

Ciclo	Tensão radial efectiva inicial, σ'_{hi} [kPa]	Tensão radial efectiva final, σ'_{hf} [kPa]
Carga	21,8	150,3
Descarga	150,3	73,3
Carga	73,3	224,8
Descarga	224,8	75,5
Carga	75,5	271,9

Com este plano, foi possível obter o gráfico ilustrativo da evolução de p' em função do volume específico, v , apresentado na Figura 4.5.

A análise do gráfico da Figura 4.5 permite observar que, em todos os ciclos de carga, a trajectória de tensões caminha em direcção a uma linha desenhada a tracejado cinzento na figura, representativa da LCN do solo ensaiado. Para um p' de 21,8 kPa, que corresponde ao valor aplicado aproximadamente no início da consolidação isotrópica ou final da etapa de saturação, observa-se um volume específico que coloca o ponto inicial do carregamento numa linha k , representada a tracejado preto, abaixo da LCN.

**Figura 4.5 Gráfico $\ln(p')$ – v para a consolidação isotrópica do ensaio ETCCU**

Esta situação significa que o solo se encontra sobreconsolidado, com uma tensão de pré-consolidação, σ'_p , correspondente ao ponto de intersecção entre a recta k e a LCN. Este ponto de intersecção diz respeito a uma tensão média, p' , que toma o valor de 94,1 kPa, pelo que através da Equação 1.7, o OCR inicial do provete vem:

$$OCR_i = \frac{94,1}{21,8} = 4,3 \quad \text{Equação 4.3}$$

Na mesma figura (Figura 4.5), observam-se ainda as equações que definem a LCN e a linha k referidas nos parágrafos acima.

Etapas de corte

Para a condução da etapa de corte foi aplicado o módulo de ensaio triaxial clássico (*Standard Triaxial*), na variante CU.

Partindo da tensão radial efectiva obtida no final da consolidação isotrópica, ou seja, 271,9 kPa (ver Quadro 4.5), o que corresponde a uma tensão radial total na ordem dos 570 kPa, o software sujeitou o provete a uma trajectória de tensões $p - q$ com a relação $q/p = 3$, como demonstra o gráfico da Figura 4.6 onde se apresenta a trajectória de tensões aplicada ao provete em termos de tensões totais (TTT). Na mesma figura apresenta-se ainda o desenvolvimento da trajectória em termos de tensões efectivas (TTE) no contexto do referencial $p' - q$, em conjunto com a linha de estados críticos (LEC) e a equação que a define.

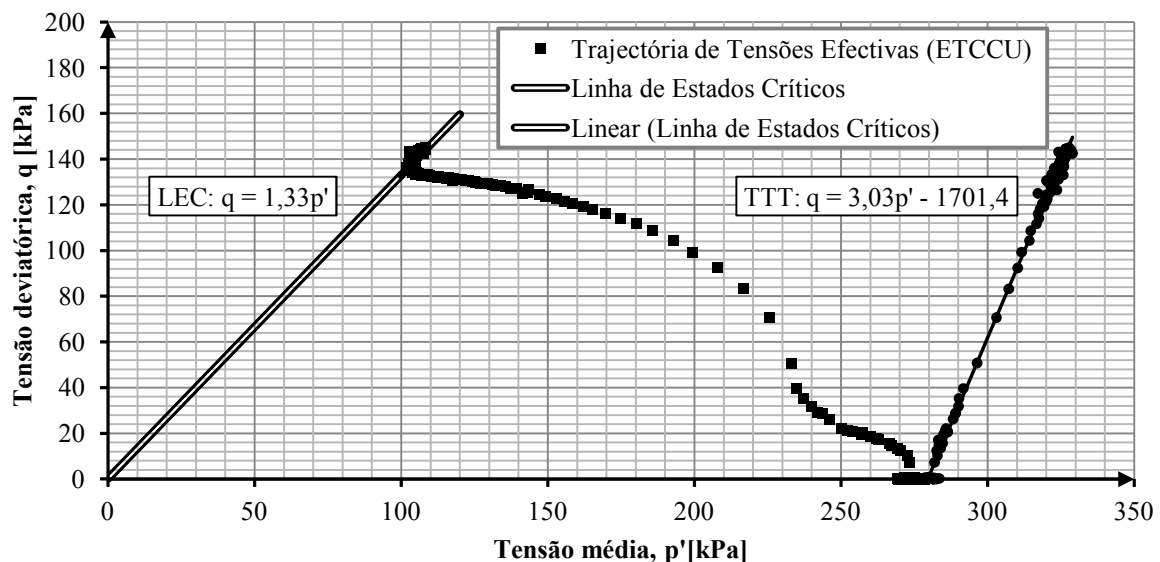


Figura 4.6 Resumo da fase de corte do ensaio ETCCU num referencial $p' - q$

Através da equação encontrada para a LEC, e em particular do seu declive, M , determinou-se o ângulo de resistência ao corte do solo através da expressão de Mecânica dos Solos que relaciona ϕ' com M (Equação 4.4).

$$\phi' = \sin^{-1} \left(\frac{3M}{6 + M} \right) \quad \text{Equação 4.4}$$

O valor obtido estabeleceu-se em 32,9° ou, aproximadamente, 33°. De notar que o corte do provete terminou automaticamente quando o software registou uma deformação axial máxima de 15%.

Na Figura 4.7 apresenta-se a evolução da extensão axial, ε_a com a tensão deviatória, q , durante a fase de corte do ensaio ETCCU.

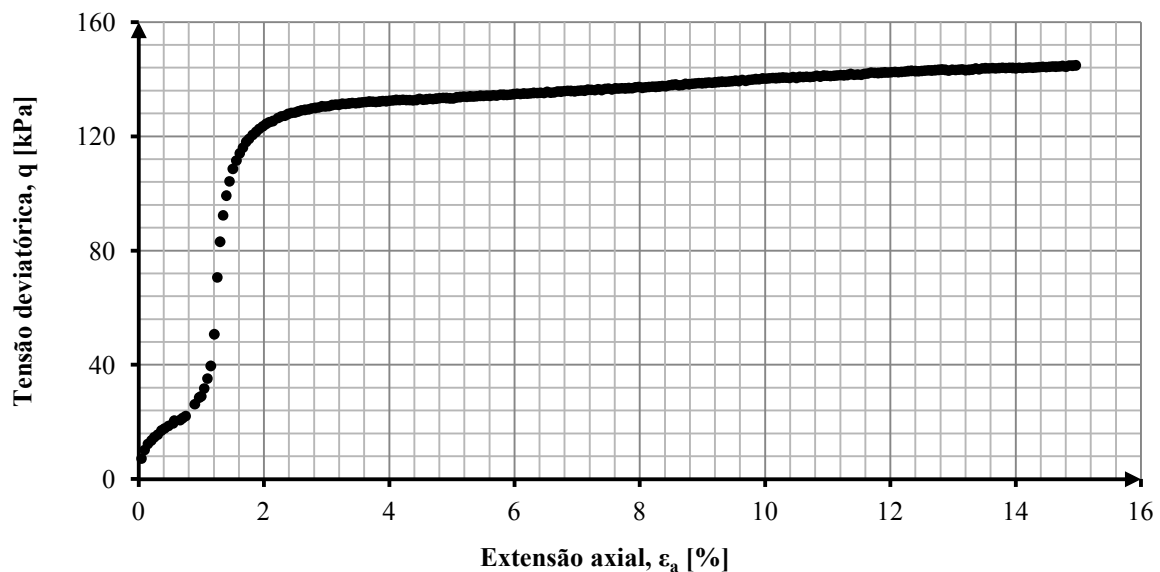


Figura 4.7 Gráfico $\varepsilon_a - q$ correspondente à fase de corte do ensaio ETCCU

O valor máximo atingido para a tensão deviatória, $q_{m\acute{a}x.}$, é de 146 kPa, o que corresponde a uma deformação axial máxima definida nas condições de terminação do ensaio de 15%. Por sua vez, a extensão axial associada a 30% desse valor máximo ($0,3 \times 146 = 43,8 \text{ kPa}$) corresponde, por interpolação, a 1,17%. O valor do módulo de deformabilidade não drenado associado a esse nível de tensão, $E_{u;30}$, vem:

$$\frac{43,8}{1,17/100} = 3744 \text{ kPa} \approx 3,7 \text{ MPa} \quad \text{Equação 4.5}$$

4.4. Aferição do procedimento da consolidação K_0

4.4.1. Considerações iniciais

No presente subcapítulo pretende-se estudar o funcionamento do dispositivo de extensão enquanto equipamento a aplicar na realização de ensaios triaxiais de consolidação K_0 e ainda observar se o módulo de ensaio Consolidação K_0 do software GDSLab, em particular aquele que aplica a medição indirecta da deformação radial do provete, garante que todas as condições de validade impostas neste tipo de ensaios são verificadas. Assim, numa fase inicial é avaliado o modo de actuação do dispositivo de extensão durante o procedimento de ensaio e qual a sua influência na obtenção de resultados válidos para o coeficiente de impulso em repouso através de ensaios triaxiais de consolidação K_0 . Para avaliar a validade dos resultados são verificadas duas condições: deformação radial e excesso de pressão intersticial nulos. A verificação da última condição encontra-se directamente relacionada com a taxa de carregamento utilizada para conduzir os ensaios, pelo que previamente se estabeleceu um valor com base na revisão bibliográfica apresentada no Capítulo 2.

Como foi referido no início do capítulo, para a realização do estudo de aferição apresentam-se apenas os resultados obtidos a partir de um dos ensaios triaxiais de aferição (ETAK₀₅). As características particulares obtidas para o provete utilizado neste ensaio apresentam-se no Quadro 4.5.

Quadro 4.6 Características do provete utilizado no ensaio ETAK₀₅

Teor em água	ω	9,52 %
Peso volúmico húmido	γ_h	18,72 kN/m ³
Peso volúmico seco	γ_d	17,10 kN/m ³
Índice de vazios inicial	e	0,567

A saturação dos provetes utilizados nos ensaios triaxiais de consolidação K_0 , e em particular no ensaio ETAK₀₅, foi conduzida utilizando o procedimento já descrito na secção 4.3.3. A partir deste procedimento obteve-se um grau de saturação para o provete empregue no ensaio ETAK₀₅ de 96%, que demorou cerca de uma semana a atingir. Os níveis de pressão na câmara e contra-pressão alcançados estabelecerem-se em 320 kPa e 300 kPa, respectivamente, mantendo sempre o provete sujeito a um estado de tensão isotrópico com uma tensão radial efectiva e uma tensão axial efectiva iguais, de 17,4 kPa até ao final do processo de saturação. No final da etapa de saturação a área transversal do provete estabeleceu-se em 3517 mm².

Como já foi referido, para a etapa de consolidação K_0 utilizou-se o modo de operação “ K_0 com medição indirecta da deformação radial” pertencente ao software GDSLab. Para tal, no ensaio

ETAK₀5 aplicou-se um aumento de tensão radial efectiva de 36,7 *kPa* num período de tempo de 1156 minutos (19,3 horas), o que resulta numa taxa de carregamento aplicada ao provete de 2 *kPa/h*. Embora no artigo desenvolvido por Siddique et al. (1995) os autores concluam que, nas condições particulares do respectivo estudo e independentemente das condições de drenagem, a taxa de carregamento aplicada aos provetes deve situar-se preferencialmente abaixo de 1 *kPa/h*, nos ensaios triaxiais conduzidos optou-se por incrementar esta taxa para 2 *kPa/h*, pois caso contrário a duração da etapa de consolidação K_0 tornar-se-ia excessivamente longa.

O software terminou automaticamente o ensaio após completar o valor imposto para a tensão radial. De notar que todos os gráficos apresentados neste subcapítulo correspondem à duração total da etapa de consolidação K_0 , o que corresponde a um incremento da tensão axial efectiva aplicado pelo software de 118,2 *kPa*.

4.4.2. Modo de actuação do dispositivo de extensão

Para utilizar o dispositivo de extensão ajustou-se a peça cônica truncada ao conjunto formado pela placa superior do provete e a manga flexível de PVC, tendo sempre em atenção o correcto alinhamento entre os elementos. Posto isto, aplicou-se a uma pequena sucção para solidarizar a peça cônica truncada à placa superior no topo do provete, abrindo a torneira de sucção para a atmosfera. É importante ainda atender ao facto que este encaixe pode produzir, por si só, alguma tensão axial ao provete que deve ser tida em conta, pois representa apenas uma consequência de um procedimento intermédio. Para minimizar este efeito, o êmbolo foi descido automaticamente pelo software até a leitura registada pela célula de carga apontar um valor máximo de 0,005 *kN*.

Embora exista alguma bibliografia que descreva de forma mais ou menos resumida o processo de ajuste do dispositivo de extensão, não se encontra perfeitamente definido quando é que o mesmo deve começar a intervir no ensaio. Nos ensaios iniciais optou-se por proceder ao ajuste do dispositivo descrito acima apenas no final da etapa de saturação (início da consolidação K_0), pois só nesta fase é que as tensões axial e radial tomam valores distintos entre si. O expectável após a abertura da torneira de sucção seria que, após algum tempo, a água que eventualmente saísse parasse de correr e a pressão na câmara regularizasse o seu valor, o que não se verificou. Por esta razão, depreendeu-se que a manga flexível e a placa de extensão não estariam correctamente unidas e alinhadas entre si, pelo que o ajuste não foi concluído com sucesso. Após eliminar possíveis erros associados a defeitos do equipamento, verificou-se que seria a aplicação de tensões durante a saturação do provete que poderia estar a influenciar o alinhamento da manga flexível na placa superior de acrílico. Com isto, é natural que a sucção não surta efeito e haja uma fuga de água do interior da câmara triaxial para a atmosfera.

Para resolver este inconveniente, nos ensaios seguintes determinou-se que o encaixe do dispositivo de extensão devia então ser efectuado logo do início do ensaio e que a torneira de extensão

estaria aberta durante o decorrer de toda a experiência. Neste caso, a aplicação da sucção ao dispositivo de extensão foi bem sucedida, o que permitiu a continuação do ensaio para a etapa de consolidação K_0 .

4.4.3. Utilidade do dispositivo de extensão durante a etapa de consolidação K_0

Como já foi referida, a utilização do dispositivo de extensão só faz sentido se nalgum momento da etapa de consolidação K_0 se a tensão axial efectiva a actuar no provete tomar valores inferiores aos da tensão radial efectiva num mesmo instante. Para observar se esta relação acontece, na Figura 4.8 apresenta-se a evolução da tensão radial efectiva e da tensão axial efectiva no decorrer da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK₀5.

Embora nas primeiras horas da etapa a relação entre os valores das tensões seja muito próxima, a tensão axial efectiva é, na maior parte do tempo, superior à tensão radial efectiva. Na Figura 4.9 ilustra-se de forma mais perceptível a zona do gráfico onde esta aproximação entre as tensões efectivas se verifica.

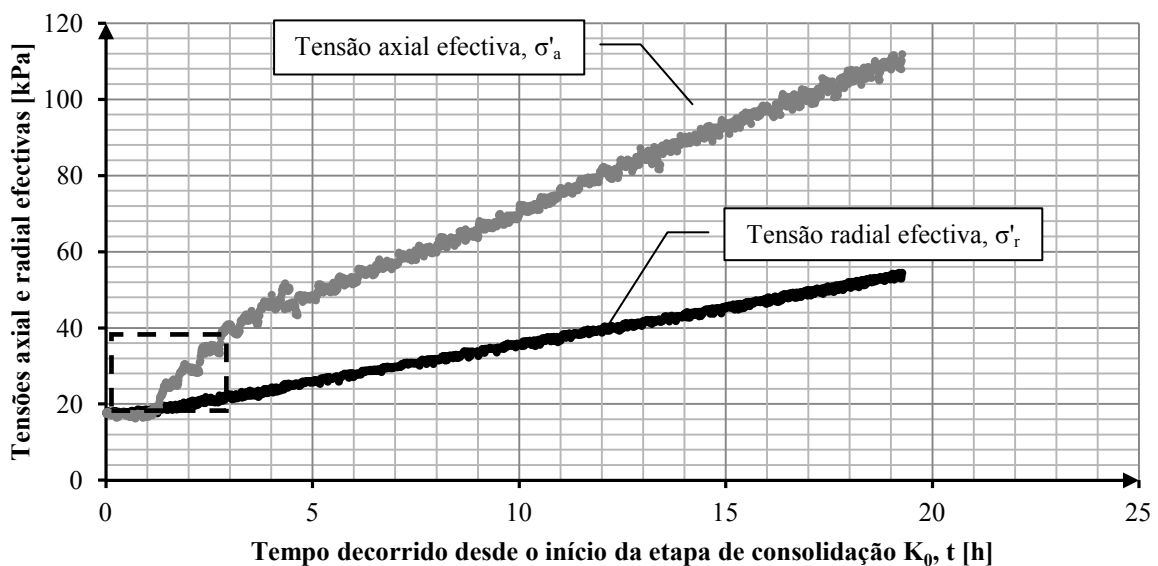


Figura 4.8 Gráfico da evolução da tensão radial efectiva e da tensão axial efectiva no decorrer da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK₀5

No período de tempo correspondente à primeira hora, ambos os valores das tensões efectivas (axial e radial) permanecem praticamente constantes, mantendo-se sempre abaixo de níveis relativamente baixos, inferiores a 20 kPa. Como tal, é possível dispensar a utilização do dispositivo de extensão durante a condução de ensaios triaxiais de consolidação K_0 , evitando-se todos os inconvenientes inerentes à introdução de um novo equipamento durante o ensaio, tanto no caso da sua influência nas tensões e na deformação, como no trabalho associado à sua montagem.

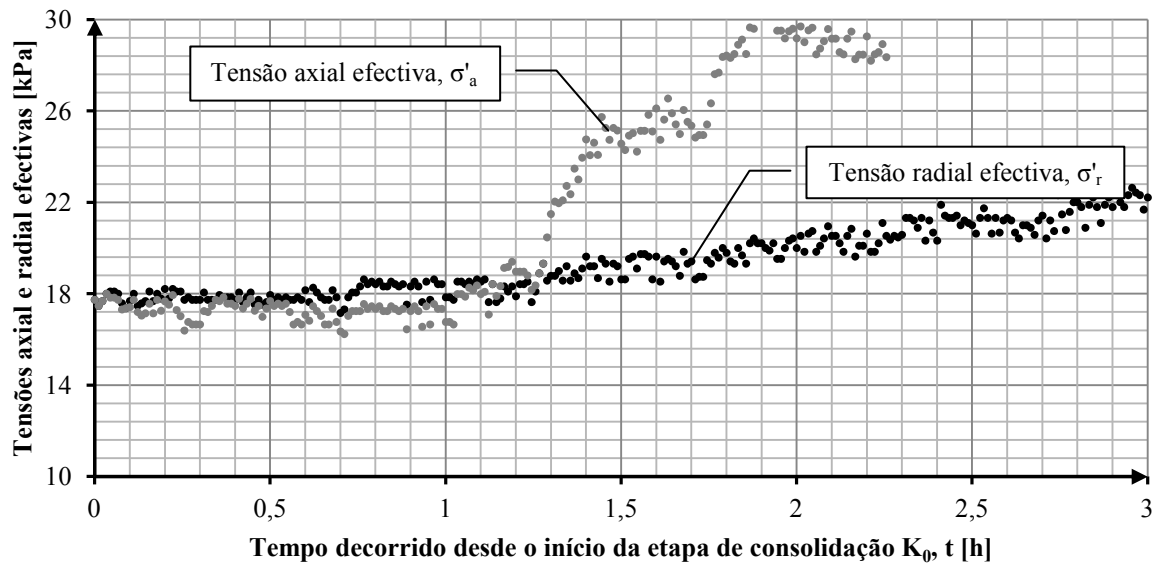


Figura 4.9 Ampliação da área delimitada a tracejado no gráfico da Figura 4.8

4.4.4. Verificação da condição $\varepsilon_r = 0$

No Capítulo 2 foram introduzidas duas hipóteses associadas à condição de validade dos ensaios triaxiais de consolidação K_0 que impõe a extensão radial do provete nula durante a etapa de consolidação K_0 :

- $\varepsilon_r / \varepsilon_a \leq 3$ a 5% (Eliadorani e Vaid, 2005);
- $\varepsilon_r \leq 0,05\%$ (JGS Standard).

Na Figura 4.10 apresenta-se um gráfico que permite avaliar a hipótese defendida por Eliadorani e Vaid (2005), enquanto na Figura 4.11 se observa outro gráfico correspondente à hipótese presente na JGS Standard.

A análise da Figura 4.10 permite observar que, em geral, durante a etapa em causa o quociente $\varepsilon_r / \varepsilon_a$ se mantém abaixo dos 3 %, o que se situa dentro dos limites impostos por Eliadorani e Vaid (2005). A nuvem de valores que se observa no início do ensaio e que foge de certa forma a estes limites pode ser representativa do ajuste do software à nova condição imposta pela consolidação K_0 . Já na Figura 4.11 verifica-se que a extensão radial permanece durante toda a etapa de consolidação K_0 aproximadamente constante e num valor inferior ao limite máximo imposto pela JGS, 0,05%.

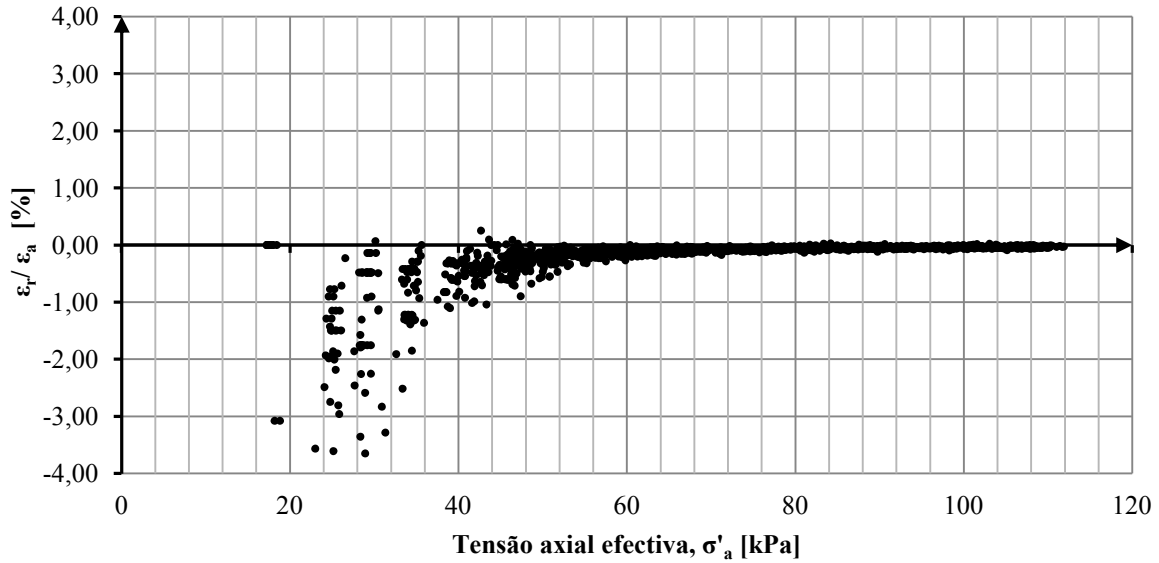


Figura 4.10 Gráfico da evolução do quociente $\varepsilon_r/\varepsilon_a$ com a tensão axial efectiva, σ'_a no decorrer da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK05

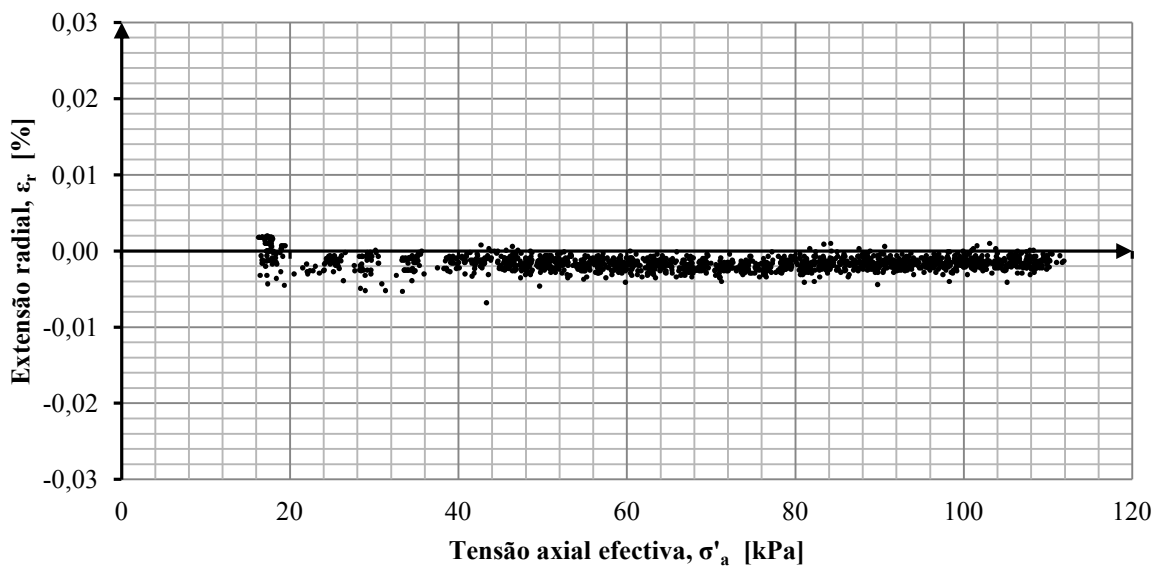


Figura 4.11 Gráfico da evolução da extensão radial, ε_r , com a tensão axial efectiva, σ'_a no decorrer da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK05

Para melhor observar a evolução da extensão radial do provete, apresenta-se ainda na Figura 4.12 um gráfico que relaciona a evolução da sua deformação volumétrica, ΔV , com a respectiva deformação axial, ΔH . Como foi referido no Capítulo 2, durante uma consolidação K_0 toda a deformação volumétrica experimentada pelo provete deve ser remetida para a deformação axial do mesmo, resultando numa área transversal constante durante todo o processo de consolidação. Observa-se então que existe uma relação linear entre ΔV e ΔH com um declive equivalente à área transversal inicial do provete, correspondente à área obtida no final da etapa de saturação, ou seja, 3517 mm^2 . É

possível, por isso, afirmar, que o software foi capaz de transformar praticamente toda a deformação volumétrica do provete em deformação axial, garantindo assim a condição de validade $\varepsilon_r = 0$.

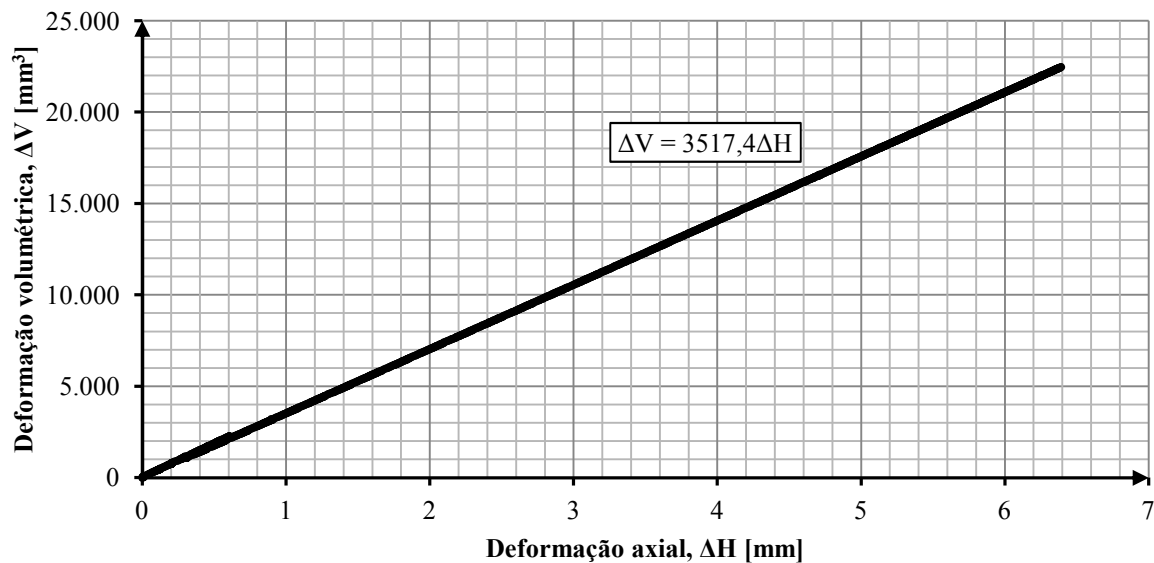


Figura 4.12 Gráfico da relação entre a deformação axial com a deformação volumétrica no decorrer da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK₀5

4.4.5. Verificação da condição do excesso de pressão intersticial nulo

Para além da condição de validade abordada na secção anterior (4.4.4), no Capítulo 2 foi ainda referido que, para dar início ao processo de consolidação propriamente dito do provete, é necessário limitar o excesso de pressão intersticial durante a etapa de consolidação K_0 a valores próximos do zero. A verificação destes limites encontra-se directamente associada à rapidez com que o carregamento é imposto ao provete, pelo que nesta secção se pretende verificar se a taxa de carregamento estabelecida nas considerações iniciais do presente subcapítulo (2 kPa/h) permite controlar eficazmente o desenvolver do excesso de pressão intersticial no interior do provete.

Na secção 3.3.4 do Capítulo 3, em particular no que diz respeito ao modo de operação “ K_0 com medição indirecta da deformação radial”, apresentou-se o facto do software solicitar a indicação do período de tempo em que o aumento da tensão radial (pressão na câmara) imposto deve ser alcançado. Para verificar se, com o aumento introduzido no período de tempo definido, o software mantém uma taxa de carregamento constante, apresenta-se na Figura 4.13 um gráfico representativo da evolução do incremento da tensão radial aplicada ao provete com a duração da etapa de consolidação K_0 .

No que diz respeito à evolução do excesso de pressão intersticial, u_e , gerado no interior do provete como causa do carregamento imposto, apresenta-se na Figura 4.14 um gráfico que demonstra o desenvolvimento de u_e em função da tensão axial efectiva aplicada.

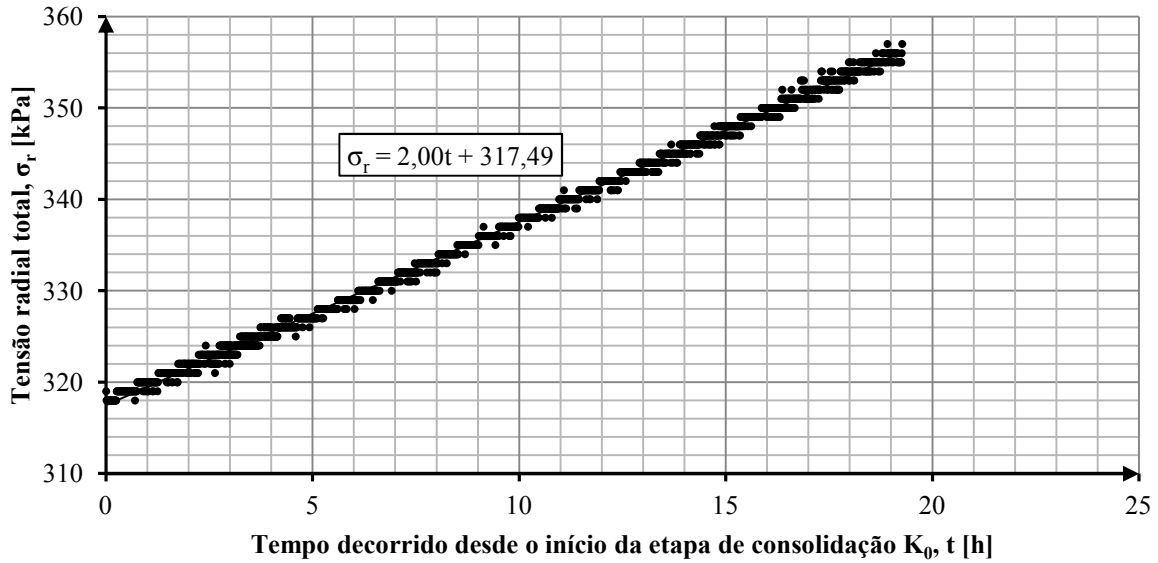


Figura 4.13 Gráfico da evolução do carregamento no decorrer da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK₀5

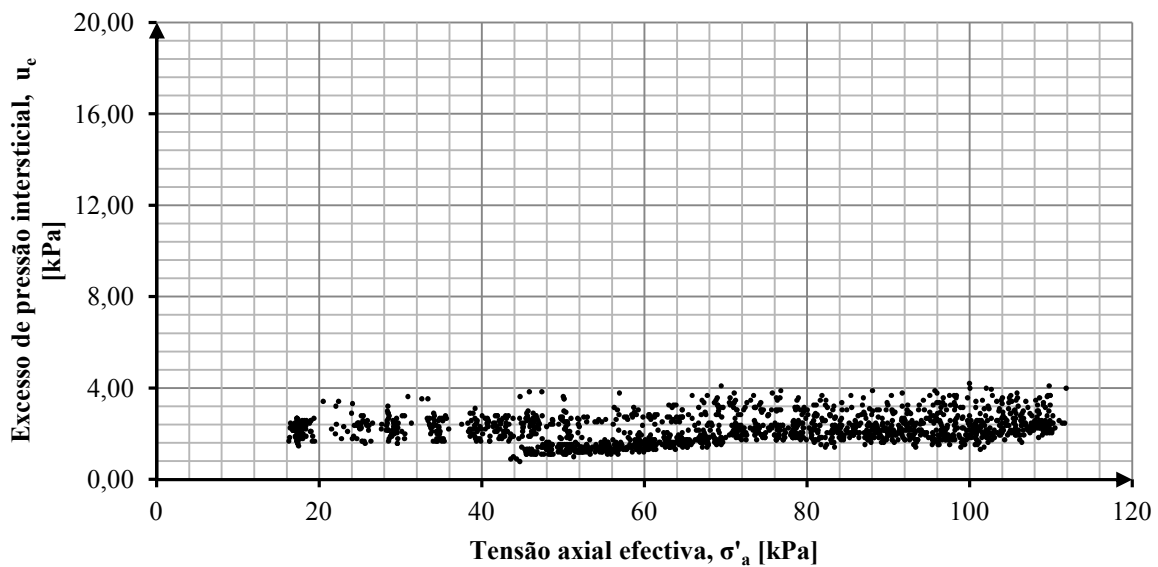


Figura 4.14 Gráfico do desenvolvimento do excesso de pressão intersticial, u_e , com a tensão axial efectiva, σ'_a no decorrer da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK₀5

Pelo declive apresentado no gráfico correspondente à Figura 4.13, é possível constatar que o software aplica uma taxa de carregamento constante e aproximadamente igual àquela previamente definida para o ensaio, ou seja, 2 kPa/h . À medida que este carregamento é aplicado, o que, por conseguinte, provoca o aumento da tensão axial efectiva, observa-se no gráfico da Figura 4.14 que o excesso de pressão intersticial se mantém aproximadamente constante e em valores inferiores a 5 kPa .

Verifica-se, portanto que, mesmo o valor proposto por Siddique et al. (1995) para a taxa de carregamento de 1 kPa/h para 2 kPa/h , o excesso de pressão intersticial se mantém durante todo o

ensaio dentro de níveis aceitáveis em comparação com os valores apresentados no artigo referido acima e no Capítulo 2.

4.5. Conclusões parciais

No presente capítulo foram realizados ensaios triaxiais de aferição do tipo K_0 com o intuito de estabelecer um procedimento a adoptar na realização de ensaios triaxiais de consolidação K_0 utilizando, para tal, o equipamento e o software disponíveis no laboratório do DEC – FCT.

Os resultados obtidos a partir do ensaio ETCCU permitiram observar que o provete preparado encontra-se inicialmente sobreconsolidado com um OCR de 4,3 e que as suas características mecânicas incluem os parâmetros um ϕ' de 33° , um E_{30} de $3,7 \text{ MPa}$ e um M de 1,33.

Os primeiros ensaios permitiram observar que o modo de actuação do dispositivo de extensão implica que o seu processo de encaixe e a aplicação da sucção que solidariza os elementos intervenientes devem ser efectuados numa fase inicial do ensaio, isto é, previamente à etapa de saturação do provete ou à introdução de pressões elevadas no interior da câmara triaxial. No entanto, com os resultados dos ensaios seguintes, concluiu-se que a utilização deste dispositivo não é indispensável para a realização dos ensaios de consolidação K_0 , pois durante a etapa de consolidação K_0 a tensão axial efectiva mantém-se igual ou superior à tensão radial efectiva. Isto significa que em nenhum momento do processo o êmbolo deixa de estar em contacto com a placa superior do provete, deixando o controlo das tensões que nele actuam comprometidas. Por esta razão, nos ensaios a desenvolver no capítulo seguinte (Capítulo 5), o emprego do dispositivo de extensão como equipamento a aplicar será suprimido, eliminando-se assim todos os inconvenientes inerentes à sua utilização.

No que se refere à imposição da deformação radial nula durante a etapa de consolidação K_0 , observa-se que o software é capaz de controlar a extensão radial, ε_r , do provete, mantendo-a bastante próxima do zero ($\leq |0,005\%|$). Consequentemente, a área transversal do provete permanece também constante e de valor igual à área obtida no final da etapa de saturação ou início da consolidação K_0 .

Finalmente, no que diz respeito à condição de validade relacionada com o excesso de pressão intersticial, questão esta que, como já foi referido, se encontra associada à definição de uma taxa de carregamento para a etapa de consolidação K_0 , conclui-se que o valor de 2 kPa/h se adequa aos limites impostos para o desenvolvimento destas pressões no interior do provete, ou seja, valores próximos de zero. Como tal, nos ensaios que se pretendem desenvolver no Capítulo 5, este será o valor a adoptar para a taxa de carregamento.

5. Ensaio Triaxial de Consolidação K_0

5.1. Objectivos

No Capítulo 5 pretende-se pôr em prática as conclusões parciais apresentadas no capítulo anterior sobre os procedimentos a adoptar na realização de ensaios triaxiais de consolidação K_0 que permitam obter o coeficiente de impulso em repouso do solo ensaiado no estado normalmente consolidado e sobreconsolidado. Para tal, realizou-se um ensaio triaxial de consolidação K_0 , denominado ETK₀.

Inicialmente, apresenta-se uma descrição do ensaio ETK₀, sobretudo no que diz respeito às características iniciais do provete, bem como aos valores de tensão (axial e radial) e tempo introduzidos no módulo de ensaio Consolidação K_0 .

De seguida, apresenta-se uma análise dos resultados experimentais, abordando-se o estudo do grau de sobreconsolidação no início da consolidação K_0 , o estudo do coeficiente de impulso em repouso durante os ciclos de carga e descarga e, finalmente, a comparação dos resultados experimentais com os métodos correlacionais que permitem estimar o valor do coeficiente de impulso em repouso, apresentados no Capítulo 2 para solos normalmente consolidados e solos sobreconsolidados. Na análise dos resultados, em particular no que diz respeito ao estudo do grau de sobreconsolidação inicial dos provetes e à análise do K_0 no estado normalmente consolidado (ciclo de carga), são ainda introduzidos os resultados obtidos no Capítulo 4 para o ensaio triaxial de aferição do procedimento ETAK₀₅.

Finalmente, apresenta-se uma modelação do ciclo de carga do ensaio ETK₀, no qual se pretende obter duas abordagens distintas. Na primeira abordagem, o ensaio triaxial é modelado de forma idêntica a um ensaio edométrico convencional, com a introdução de uma restrição lateral a simular o anel edométrico. Na segunda abordagem, o ensaio triaxial é modelado sem restrição lateral, com a aplicação ao provete da trajectória em termos de tensões efectivas obtida no final do ciclo de carga do ensaio ETK₀.

5.2. Ensaio triaxial de consolidação K_0

A preparação do provete reconstituído de areia argilosa a utilizar no ensaio de consolidação K_0 foi realizada de acordo com o descrito em 4.2. Assim, a energia de compactação manteve-se abaixo da utilizada no ensaio Proctor normal com compactação leve, ou seja, abaixo de 60 kN/m^3 . As características obtidas para o provete no final da sua preparação apresentam-se no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 Características do provete utilizado no ensaio ETK₀

	Símbolo	Valor	Unidades
Peso volúmico seco	γ_d	18,58	kN/m^3
Peso volúmico húmido	γ_h	19,90	kN/m^3
Teor em água	ω	7,11	%
Índice de vazios	e	0,453	-

Posto isto, montou-se o provete na câmara triaxial, tendo-se, nesta fase, abdicado da montagem do dispositivo de extensão de acordo com o estabelecido nas conclusões parciais do Capítulo 4.

A saturação do provete durou cerca de 8 dias, tendo-se obtido um valor de B de 97,6%, correspondente às pressões a actuar na câmara apresentadas no Quadro 5.2. De notar que a área transversal obtida para o provete no final da etapa de saturação corresponde à área transversal no início da etapa de consolidação K_0 .

Quadro 5.2 Pressões a actuar na câmara do final da etapa de saturação do ensaio ETK₀

Pressão na câmara	Contra-pressão	Pressão intersticial	Tensão radial efectiva, $\sigma'_{ri;c}$	Tensão axial efectiva, $\sigma'_{ai;c}$
260 <i>kPa</i>	240 <i>kPa</i>	244,7	14,3 <i>kPa</i>	

Posto isto, procedeu-se à etapa de consolidação K_0 do provete, dividindo-a em dois ciclos: um ciclo de carga e um ciclo de descarga, ambos conduzidos a uma taxa constante de carregamento de 2 kPa/h , conforme o estabelecido no Capítulo 4.

No Quadro 5.3 e no Quadro 5.4 apresentam-se os valores das tensões efectivas (radial e axial) aplicadas ao provete no início e no fim dos ciclos de carga e de descarga realizados no decorrer da etapa de consolidação K_0 . De referir que no intervalo de tensões correspondente ao final do ciclo de carga e ao início do ciclo de descarga não foi possível registar a informação do ensaio no software de aquisição de dados. Esta falha inesperada no registo das tensões provocou uma deformação

volumétrica do provete fora dos limites das condições de consolidação K_0 , pelo que neste momento definiu-se uma nova área transversal do provete, correspondente ao início da fase de descarga.

Quadro 5.3 Tensões efectivas aplicadas ao provete no início e no fim do ciclo de carga da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK₀

Ciclo de carga			
Início		Fim	
Tensão radial efectiva, $\sigma'_{ri;c}$	Tensão axial efectiva, $\sigma'_{ai;c}$	Tensão radial efectiva, $\sigma'_{rf;c}$	Tensão axial efectiva, $\sigma'_{af;c}$
14,3 kPa	14,3 kPa	75,0 kPa	133,5 kPa

Quadro 5.4 Tensões efectivas aplicadas ao provete no início e no fim do ciclo de descarga da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK₀

Ciclo de descarga			
Início		Fim	
Tensão radial efectiva, $\sigma'_{ri;d}$	Tensão axial efectiva, $\sigma'_{ai;d}$	Tensão radial efectiva, $\sigma'_{rf;d}$	Tensão axial efectiva, $\sigma'_{af;d}$
100 kPa	208,4 kPa	31,0 kPa	45,8 kPa

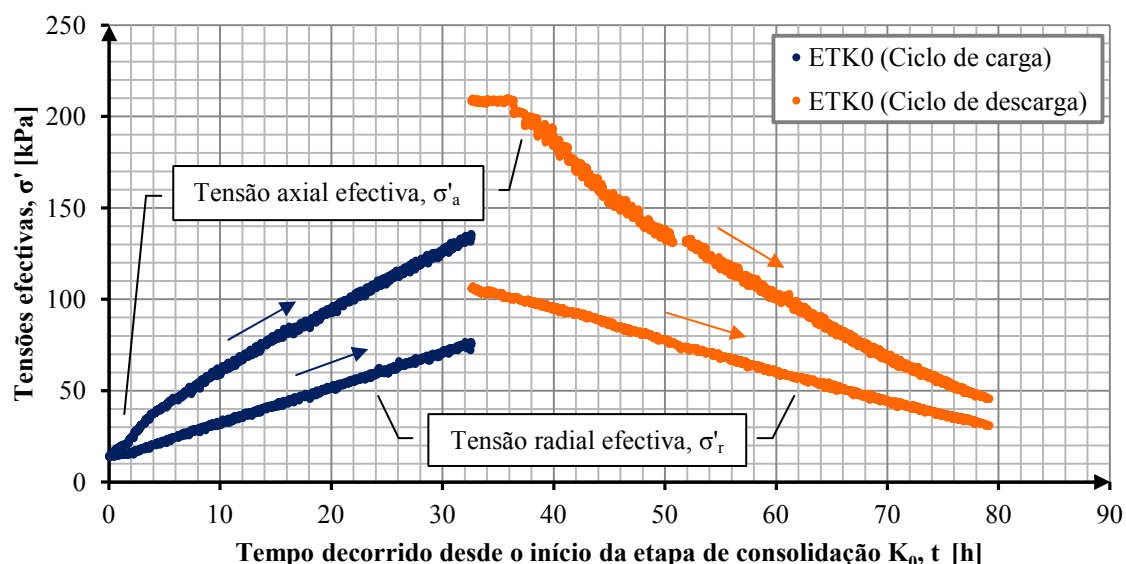
Como referido no Capítulo 3 para o modo de operação aplicado na etapa de consolidação K_0 (“ K_0 com medição indirecta da deformação radial”), o utilizador indica ao software de aquisição de dados um valor a atingir para a tensão radial total aplicada ao provete e um período de tempo para que tal aconteça. De acordo com o verificado no Capítulo 4, a taxa de carregamento seleccionada conduz a um excesso de pressão intersticial nulo, pelo que o acréscimo ou decréscimo dado à tensão radial total durante o ciclo de carga e o ciclo de descarga, respectivamente, é idêntico àquele dado à tensão radial efectiva. No Quadro 5.5 apresentam-se as durações dos ciclos de carga e descarga associados ao acréscimo e decréscimo de tensões observadas no Quadro 5.3 e no Quadro 5.4, bem como a duração total da etapa de consolidação K_0 . De notar que durante a etapa de consolidação K_0 a contra-pressão manteve o seu valor constante em 240 kPa.

No final da etapa de consolidação K_0 observou-se que todas as condições de validade referidas no Capítulo 4 foram satisfeitas: durante ambos os ciclos a extensão radial do provete permaneceu abaixo de 0,05 % (JGS Standard, 2000) e o quociente $\varepsilon_r/\varepsilon_a$ manteve-se inferior a 3 % (Eliadorani e Vaid, 2005); no que diz respeito ao excesso de pressão intersticial desenvolvido no interior do provete, observaram-se valores reduzidos (< 3 kPa para o ciclo de carga e > -16 kPa para o ciclo de descarga).

Quadro 5.5 Duração dos ciclos de carga e descarga e duração total da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK₀

Ciclo	$\Delta\sigma_r = \Delta\sigma'_r$	Taxa de carregamento	Duração	
			Horas	Minutos
Carga	60,7 <i>kPa</i>	2 <i>kPa/h</i>	30,4	1821
Descarga	−69 <i>kPa</i>		34,5	2070
		Total	≈ 65	3891

Para melhor compreender o desenvolvimento de tensões a actuar na câmara no decorrer da etapa de consolidação K_0 , apresenta-se ainda na Figura 5.1 a evolução das tensões radial efectiva e axial efectiva com o tempo de duração dos ciclos de carga e descarga.

**Figura 5.1** Gráfico da evolução das tensões radial e axial efectivas com o tempo de duração dos ciclos de carga e descarga do ensaio ETK₀

Na Figura 2.2 do Capítulo 2, apresentou-se a trajectória de tensões efectivas expectável para um solo homogéneo com superfície horizontal sujeito a um ciclo de carga, descarga e recarga. Como referido anteriormente, o solo in-situ encontra-se sujeito às condições K_0 , tal qual acontece com os provetes utilizados em ensaios triaxiais de consolidação K_0 , como é o caso ensaio ETK₀. Assim, e como seria de esperar, a trajectória de tensões efectivas obtida para os ciclos de carga e descarga do ensaio ETK₀ assemelha-se àquela demonstrada na Figura 2.2, como se observa na Figura 5.2. Durante a compressão virgem (carga) associada a um solo normalmente consolidado, a Figura 2.2 sugere uma relação linear entre as tensões efectivas. Para o ensaio ETK₀ e em particular para o ciclo de carga, essa relação linear só se observa a partir de um determinado valor de tensão efectiva próximo de 40 kPa,

antes do qual a trajectória se desenvolve de forma não linear. No que diz respeito à descarga do solo em condições K_0 , o delinear das trajectórias de tensões efectivas demonstrada na Figura 2.2 indica uma não linearidade mais evidente do que aquela observada para o ensaio ETK_0 na Figura 5.2. A análise destas diferenças observadas entre as trajectórias de tensões efectivas teórica e experimental será desenvolvida no subcapítulo seguinte.

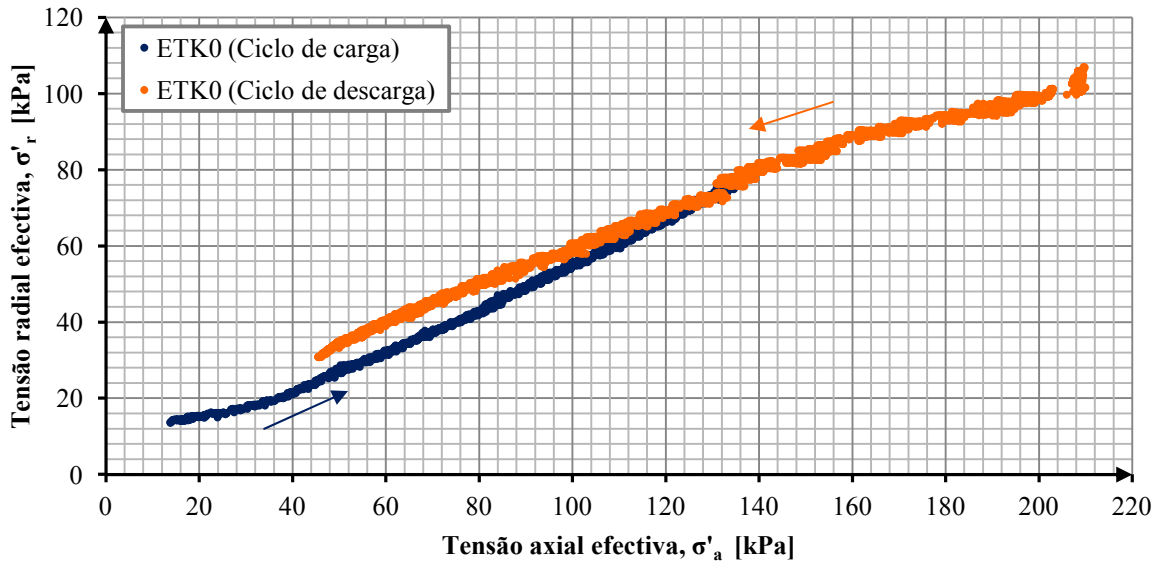


Figura 5.2 Trajectória de tensões efectivas para os ciclos de carga e descarga do ensaio ETK_0

5.3. Análise dos resultados experimentais

5.3.1. Grau de sobreconsolidação inicial

No final do Capítulo 4, tornou-se claro que no início da etapa de consolidação K_0 os provetes iniciam o carregamento com um determinado grau de sobreconsolidação inicial.

Para a determinação do grau de sobreconsolidação de um solo é habitual utilizar-se os resultados de uma compressão edométrica sujeita a ciclos de carga, descarga e recarga, que permitam observar num referencial $\log \sigma'_a - v$ o delinear de um ramo de compressão virgem *in-situ* e de um ou mais ramos de recompressão associados à descarga e recarga do provete. Se o solo estiver inicialmente sobreconsolidado, então a trajectória de tensões no mesmo referencial $\log \sigma'_v - v$ iniciará o seu percurso num ramo de recompressão até atingir um dado valor de tensão a partir do qual a inclinação dessa trajectória muda e começa a percorrer um ramo de compressão virgem *in-situ*. Este ponto de transição entre os dois ramos corresponde à tensão de pré-consolidação e encontra-se evidenciado na Figura 5.3, na qual se apresenta a evolução logarítmica da tensão média efectiva com o volume específico do provete para o ciclo de carga do ensaio ETK_0 .

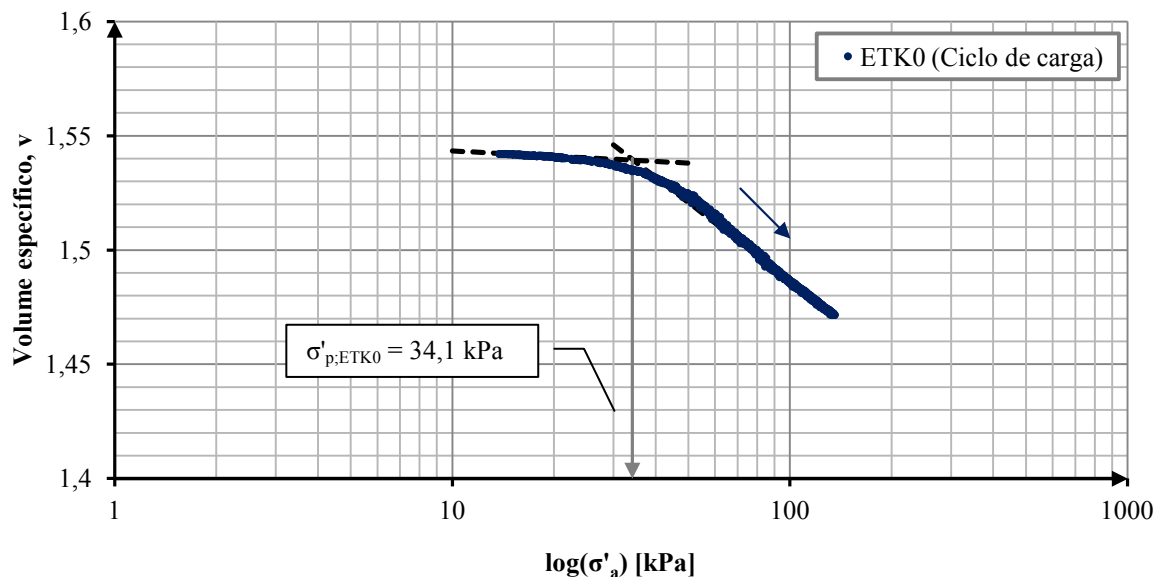


Figura 5.3 Determinação de σ'_p no gráfico $\log(\sigma'_a) - v$ para o ciclo de carga do ensaio ETK₀

No entanto, a consolidação edométrica conduzida através de um ensaio triaxial de consolidação K_0 dispõe da grande vantagem de ser possível medir e registar as tensões radiais que actuam no provete. Por esta razão, é possível determinar a tensão de pré-consolidação do provete através do mesmo processo, mas utilizando a tensão média efectiva, p' , como demonstra a Figura 5.4.

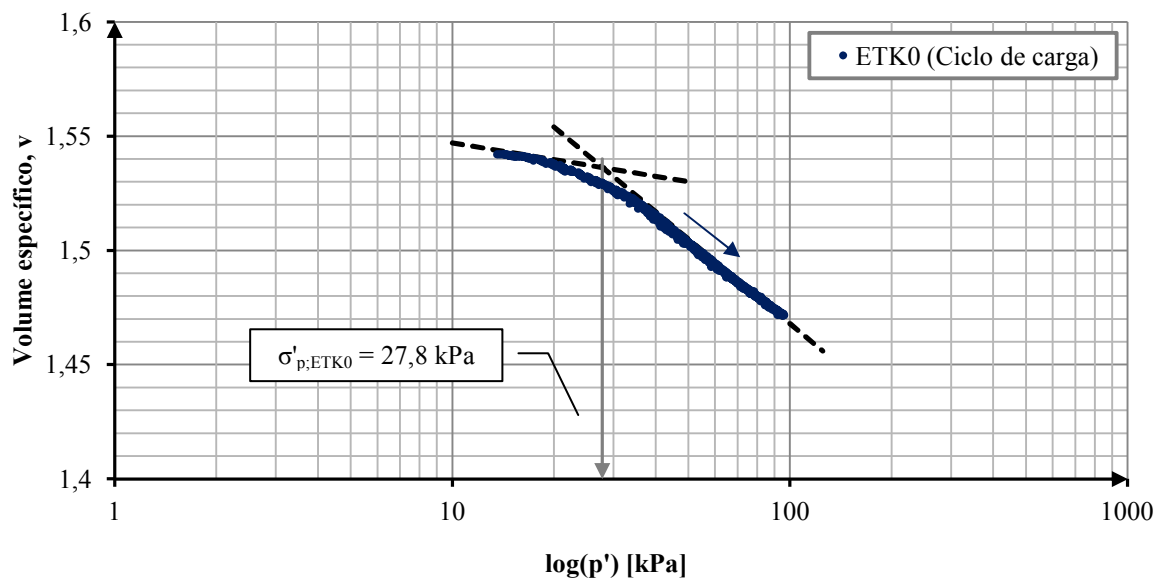


Figura 5.4 Determinação de σ'_p no referencial $\log(p') - v$ para o ciclo de carga do ensaio ETK₀

No Quadro 5.6 apresentam-se os vários graus de sobreconsolidação inicial do provete obtidos a partir da tensão vertical efectiva e da tensão média efectiva e, ainda, o grau de sobreconsolidação inicial obtido no Capítulo 4 a partir da consolidação isotrópica conduzida no ensaio ETCCU. A sua análise, em particular dos resultados relativos ao ensaio ETK₀, permite observar que o contexto gráfico

em que a tensão de pré-consolidação do provete é determinada apresenta alguma influência no grau de sobreconsolidação inicial calculado para o mesmo. Esta divergência de valores seria de esperar, pois, em consolidação edométrica, as tensões axiais efectivas e as tensões médias efectivas não tomam o mesmo valor, apresentando uma relação de:

$$p' = \frac{1 + 2K_0}{3} \sigma'_a \quad \text{Equação 5.1}$$

Quadro 5.6 Graus de sobreconsolidação iniciais dos provetes do ensaio ETK₀ e do ensaio ETCCU

Ensaio	Tipo de consolidação	Referencial	Tensão de pré-consolidação [kPa]	Grau de sobreconsolidação inicial
ETCCU	Isotrópica	$\log p' - v$	94,1	4,3
ETK ₀	Edométrica	$\log \sigma'_a - v$	34,1	2,4
		$\log p' - v$	27,8	1,9

No caso dos provetes utilizados corresponderem a solo recolhido *in-situ*, faz mais sentido optar pelo cálculo do grau de sobreconsolidação que utilizou a consolidação do tipo edométrica, uma vez que, em campo, a situação a que o solo se encontra sujeito diz respeito a condições K_0 . No caso de amostras reconstituídas, como é o caso do presente trabalho, esta decisão já não se revela tão clara, pois é necessário perceber em que condições é que o provete é levado à sobreconsolidação.

O solo utilizado para fabricar os provetes reconstituídos de areia argilosa não apresenta qualquer história de tensões devido ao facto de se encontrar no seu estado desagregado. No entanto, durante a preparação dos provetes no molde bipartido, o solo é sujeito a uma dada energia de compactação que lhe aplica uma determinada tensão vertical e que pode provocar a sua sobreconsolidação. Esta tensão, devido à barreira física constituída pelo molde, é aplicada em condições K_0 , pelo que, admitindo ser esta a causa de sobreconsolidação, se julga mais coerente adoptar a tensão de 34,1 kPa como a tensão de pré-consolidação do provete correspondente ao ensaio ETK₀. Assim, considera-se que o grau de sobreconsolidação inicial do provete utilizado no ensaio ETK₀ é de 2,4.

Admitindo agora o mesmo contexto gráfico, ou seja, comparando os resultados do ensaio ETCCU e do ensaio ETK₀ que utilizam a tensão média efectiva, p' , para determinar a tensão de pré-consolidação, observa-se que o grau de sobreconsolidação inicial calculado para o solo diverge. Dado não existir um processo de preparação normalizado para amostras reconstituídas de solos coesivos a utilizar em ensaios triaxiais, é possível que, durante a compactação dos provetes no molde bipartido, os mesmos tenham sido sujeitos a tensões verticais distintas que resultem de erros associados ao preparador ou ao manuseamento do material de compactação. Para melhor observar esta divergência

de graus de sobreconsolidação inicial como causa do processo não normalizado de preparação dos provetes, apresenta-se na Figura 5.5 a comparação no referencial $\log(\sigma'_a) - v$ dos resultados obtidos a partir do ensaio ETK₀ e do ensaio ETAK₀₅ para a etapa de consolidação K₀ durante o ciclo de carga.

Pela análise do gráfico e a partir da Equação 5.2., é possível obter para o grau de sobreconsolidação inicial do provete correspondente ao ensaio ETAK₀₅ um valor de 3,1. Uma vez mais obteve-se um OCR inicial distinto para um novo provete fabricado a partir do mesmo solo constituído por areia argilosa utilizado para preparar os provetes dos ensaios ETK₀ e ETCCU.

$$OCR_{i:ETAK_{05}} = \frac{54,9}{17,7} = 3,1 \quad \text{Equação 5.2}$$

Esta divergência de valores confirma que, de facto, o processo de fabrico dos provetes desempenha um forte papel quando se pretendem comparar resultados entre vários ensaios realizados sob provetes preparados a partir do mesmo solo.

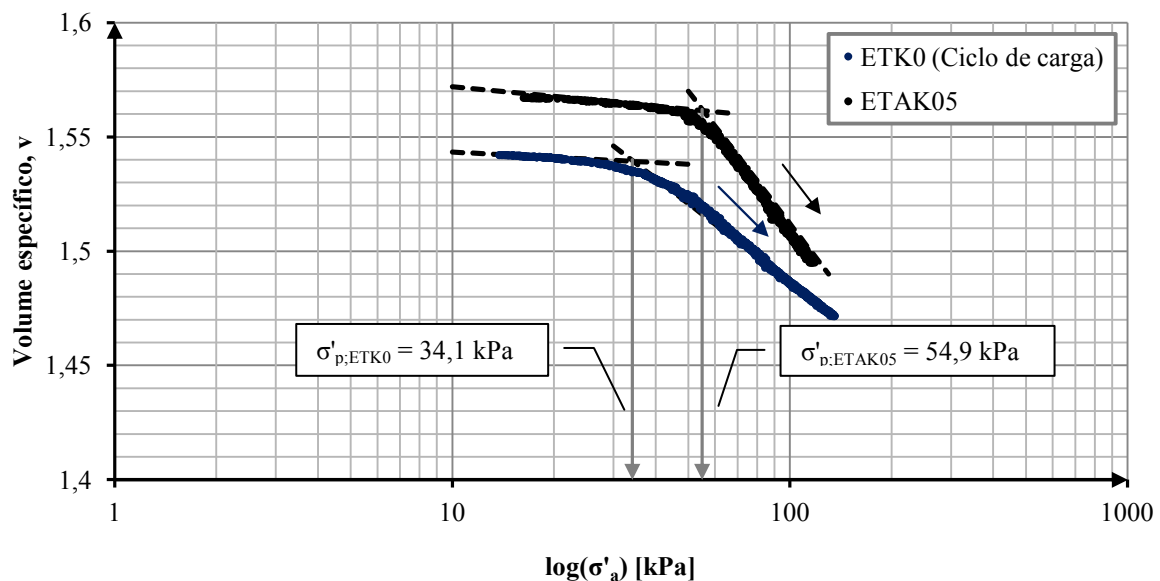


Figura 5.5 Evolução $\log(\sigma'_a) - v$ para o ciclo de carga do ensaio ETK₀ e para o ensaio ETAK₀₅

No caso do presente estudo, os provetes não foram preparados em simultâneo e, embora tenha existido o cuidado de reproduzir as mesmas condições de fabrico, as características iniciais resultantes (índice de vazios, peso volúmico, entre outros) são diferentes. Por esta razão, não faz sentido comparar os resultados dos ensaios ETK₀ e ETAK₀₅ entre si, mas apenas realizar uma análise independente para cada um deles no que diz respeito à coerência e validade dos resultados obtidos para o coeficiente de impulso em repouso no âmbito dos métodos correlacionais referidos no Capítulo 2.

5.3.2. Estudo do K_0 para o ciclo de carga

Na Figura 5.6 apresenta-se um gráfico com a trajectória em tensões efectivas correspondente ao ciclo de carga da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK₀. Na mesma figura apresenta-se o valor calculado para o coeficiente de impulso em repouso a partir do declive da recta resultante da relação $\sigma'_r/\sigma'_a = 0,55$.

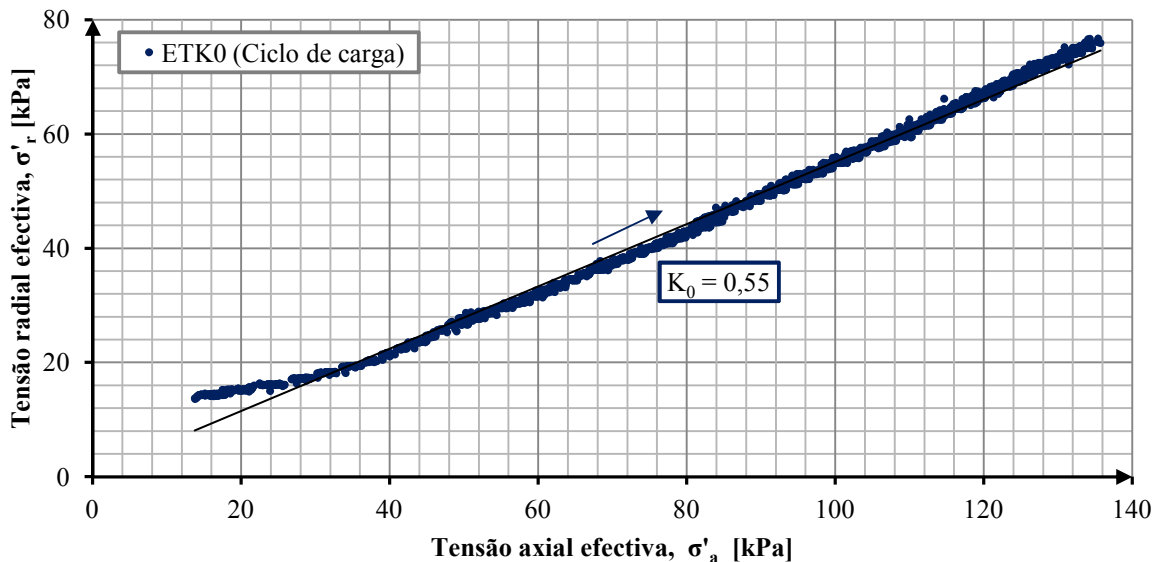


Figura 5.6 Trajectória de tensões efectivas para o ciclo de carga do ensaio ETK₀

Por sua vez, na Figura 5.7 encontra-se representada a curva de variação do coeficiente de impulso em repouso com a tensão axial efectiva durante o ciclo de carga da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK₀. Como se pode observar pela análise da figura abaixo, inicialmente o valor de K_0 decresce rapidamente a partir do valor inicial de 1, correspondente ao estado de tensão isotrópico obtido no final da etapa de saturação, até estabilizar num valor que representa o coeficiente de impulso em repouso do solo ensaiado.

A análise da Figura 5.7 permite ainda observar que o coeficiente de impulso em repouso só atinge um patamar próximo do valor de 0,55 quando alcança valores de tensão axial efectiva próximos da tensão de pré-consolidação (34,1 kPa), ou seja, quando passa do estado sobreconsolidado para o estado normalmente consolidado. Neste contexto, a aproximação de uma recta ao gráfico apresentado na Figura 5.6 deve ignorar a fase inicial da trajectória de tensões efectivas, resultando num coeficiente de impulso $\sigma'_r/\sigma'_a = 0,57$, como sugere a Figura 5.8. Na mesma figura, apresenta-se ainda a mesma trajectória de tensões efectivas, mas para o ensaio triaxial de aferição do tipo K_0 ETAK₀₅. Neste caso, seguindo o mesmo raciocínio e não considerando novamente a fase inicial da trajectória correspondente a valores de tensão axial efectiva inferiores à tensão de pré-consolidação do provete utilizado no ensaio ETAK₀₅ (54,9 kPa), obtém-se um valor de K_0 de 0,44 (Figura 5.8).

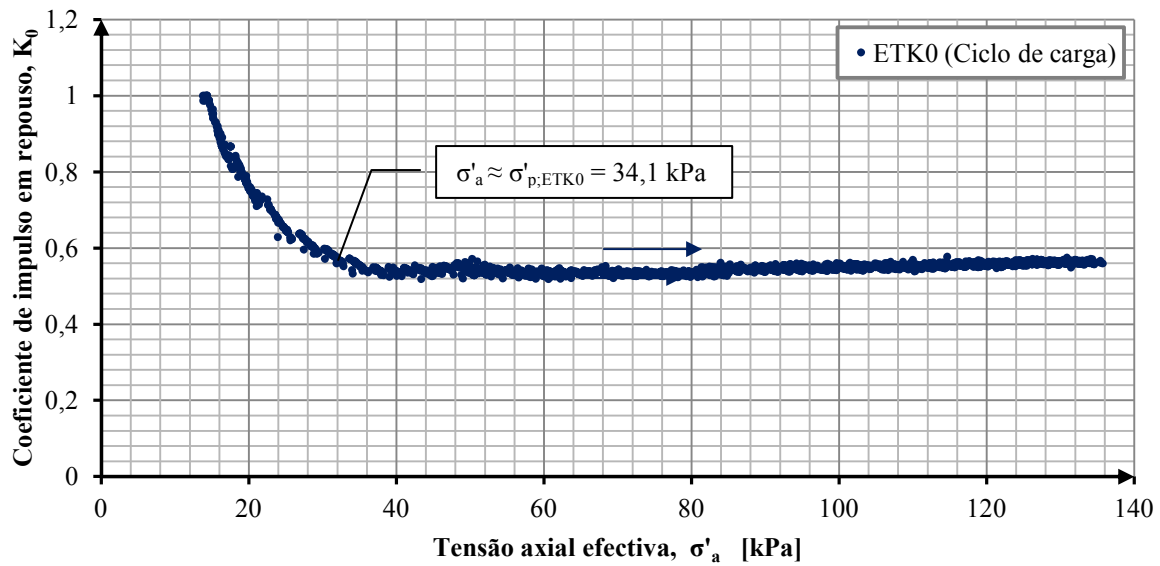


Figura 5.7 Gráfico da evolução $\sigma'_a - K_0$ correspondente ao ciclo de carga do ensaio ETK₀

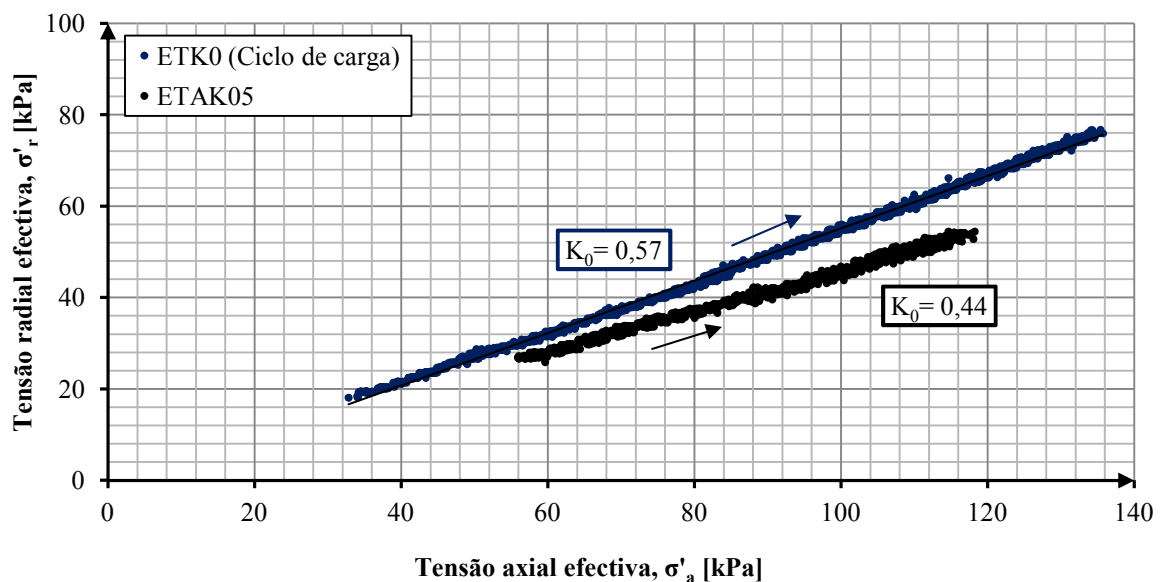


Figura 5.8 Coeficiente de impulso em repouso dos ensaios ETK0 e ETAK05 ignorando a fase inicial do gráfico (fase sobreconsolidada)

Caso esta fase inicial não fosse ignorada, por exemplo, para o ensaio ETAK₀₅, o valor de K_0 obtido seria de 0,38, o que se afasta em maior escala do patamar obtido na Figura 5.9 do que o valor de 0,44 obtido a partir da Figura 5.8.

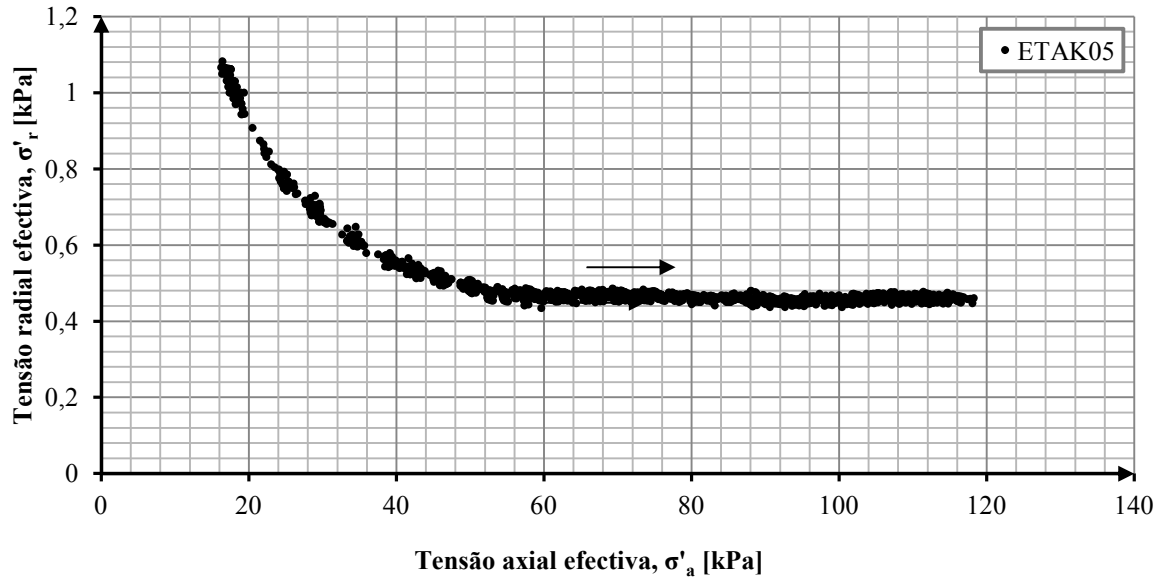


Figura 5.9 Evolução $\sigma'_a - K_0$ para o ensaio ETAK05

5.3.3. Estudo do K_0 para o ciclo de descarga

Na Figura 5.10 apresenta-se um gráfico que pretende ilustrar o desenvolvimento da tensão axial efectiva com a tensão radial efectiva durante o ciclo de descarga da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK₀.

Neste caso, o solo parte de um grau de sobreconsolidação inicial de 2,4 e, à medida que a descarga vai sendo efectuada, vão sendo gerados novos graus de sobreconsolidação que produzem diferentes coeficientes de impulso em repouso.

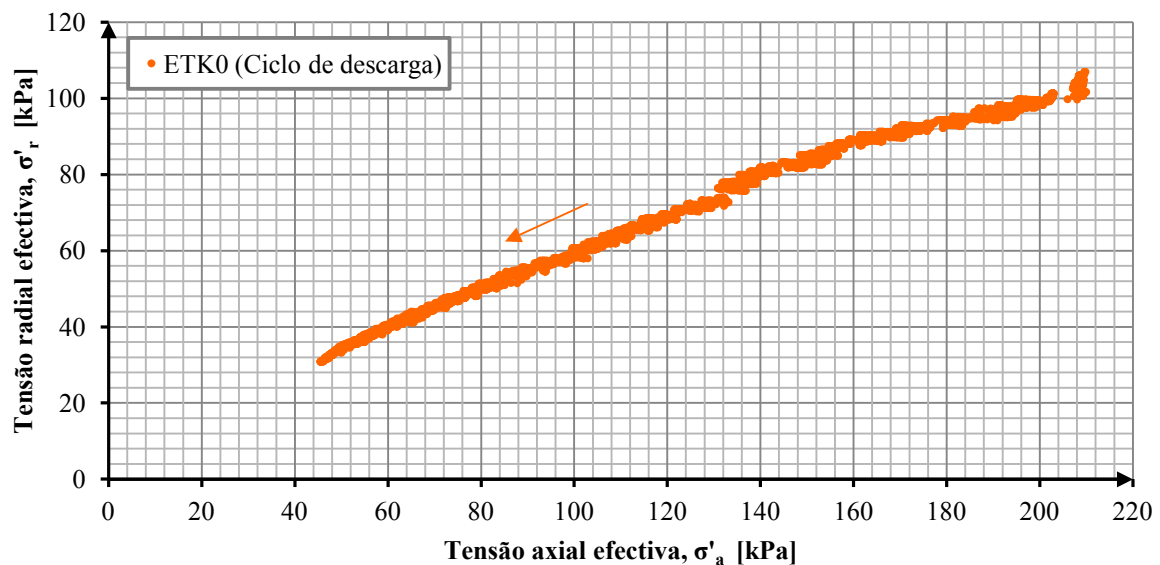


Figura 5.10 Trajectória de tensões efectivas para o ciclo de descarga do ensaio ETK₀

Como já havia sido referido, a não linearidade esperada para a trajectória de tensões durante a descarga do provete não é tão óbvia como aquela apresentada na Figura 2.2. Tal pode dever-se ao facto da gama de tensões com que se está a trabalhar não ser muito elevada, não sendo possível observar uma trajectória curva tão clara.

A análise da Figura 5.10 permite ainda observar que, enquanto a tensão radial efectiva varia na mesma escala de valores para ambos os ciclos (carga e descarga), os valores calculados para a tensão axial efectiva durante o ciclo de descarga variam numa escala superior àquela observada no ciclo de carga. Esta diferença na evolução de σ'_a para ambos os ciclos produz claramente uma influência no coeficiente de impulso em repouso que, como se observa na Figura 5.11, aumenta menos o seu valor durante o ciclo de descarga do que aquilo que diminui no decorrer do ciclo de carga.

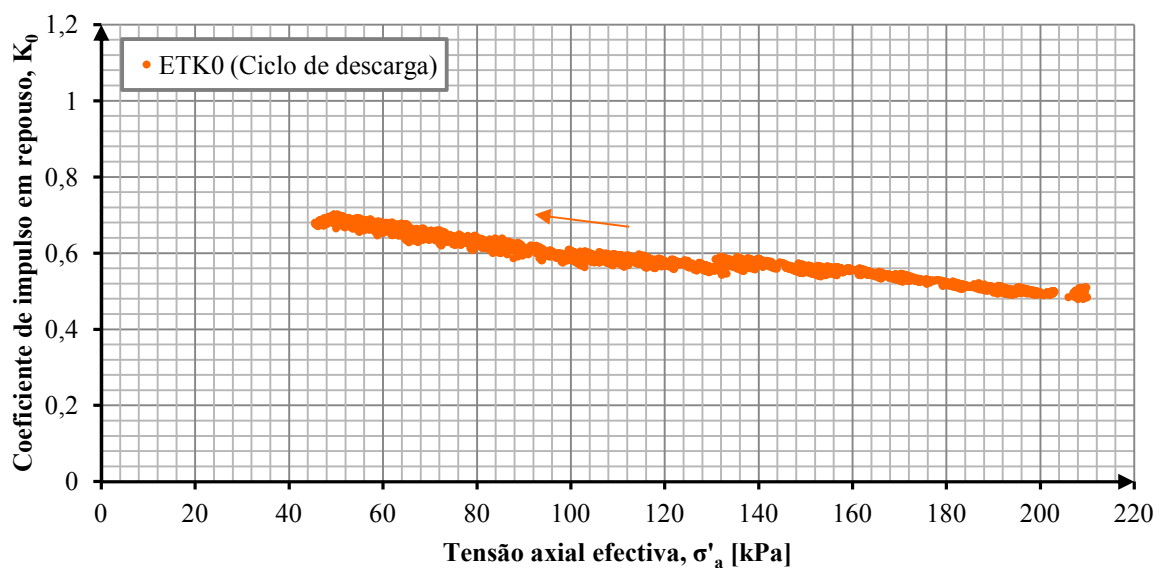


Figura 5.11 Evolução $\sigma'_a - K_0$ para o ciclo de descarga do ensaio ETK₀

5.3.4. Comparação entre os resultados experimentais e os métodos correlacionais que permitem estimar o K_0

Estado normalmente consolidado

De acordo com a equação de Jaky (1944), correspondente à determinação do coeficiente de impulso em repouso de solos normalmente consolidados (Equação 2.9) ou ligeiramente sobreconsolidados, o K_0 do solo em estudo resulta no valor de 0,46. O ângulo de resistência ao corte utilizado para calcular este valor foi determinado a partir da definição da LEC, pelo que, segundo Watabe et al. (2003), a equação de Jaky pode tomar a forma da Equação 2.10, o que resulta no valor de 0,51, mais próximo do valor calculado experimentalmente para o ensaio ETK₀.

Por sua vez, a Equação 2.12 de Alpan (1967) devolve um coeficiente de impulso em repouso com base no índice de plasticidade calculado no Capítulo 4 de valor 0,44, o que coincide com o valor obtido para o K_0 do ensaio ETAK₀₅.

No Quadro 5.7 apresenta-se um resumo dos valores do coeficiente de impulso em repouso dos provetes na fase normalmente consolidada, obtidos via experimental para os ensaios ETK₀ e ETAK₀₅ e através das expressões correlacionais que permitem estimar o valor de K_0 , em particular as equações de Jáky (1944), Alpan (1967) e Watabe et al. (2003). Relembra-se que o ângulo de resistência ao corte determinado a partir da Linha de Estados Críticos toma o valor de 33° e o índice de plasticidade é de 11,9%.

Quadro 5.7 Resumo dos valores de K_0 calculados a partir dos resultados experimentais correspondentes aos ensaios ETK₀ e ETAK₀₅ e a partir dos métodos correlacionais

		Ensaio ETK ₀	Ensaio ETAK ₀₅
Resultados experimentais		0,57	0,44
Métodos correlacionais	Jáky (1944) $K_0 = 1 - \sin \phi'$	0,46	
	Alpan (1967) $K_0 = 0,19 + 0,233 \log IP$	0,44	
	Watabe et al. (2003) $K_0 = 1,05 - \sin \phi_{CSL}'$	0,51	

Verifica-se então que tanto a equação de Jáky (1944) como a equação de Alpan (1967) subestimam o valor do coeficiente de impulso em repouso quando comparadas com os resultados obtidos para o ensaio ETAK₀. Para o ensaio ETAK₀₅ o mesmo já não acontece, observando-se que ambas as equações referidas se aproximam fortemente dos resultados experimentais em causa. Por outro lado, a modificação dada por Watabe et al. (2003) à equação de Jáky (1944) revela obter resultados mais próximos dos resultados experimentais correspondentes ao ensaio ETK₀, ainda que continuem inferiores.

É importante realçar que os parâmetros ϕ' e de K_0 foram determinados através de dois ensaios distintos e, por conseguinte, utilizando dois provetes com características físicas diferentes, como se estabeleceu nos parágrafos anteriores. Por esta razão, é natural que exista a diferença observada entre o resultado experimental do ensaio ETK₀ e os resultados correlacionais, sobretudo no que diz respeito à equação de Jáky (1944) e à equação de Alpan (1967).

Estado sobreconsolidado

No que diz respeito à comparação entre os resultados experimentais e os métodos correlacionais na fase sobreconsolidada dos provetes, apresenta-se na Figura 5.12 um gráfico da evolução do coeficiente de impulso em repouso com o grau de sobreconsolidação para três casos distintos: fase sobreconsolidada do ciclo de carga da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK_0 , ciclo de descarga da etapa de consolidação K_0 do ensaio ETK_0 e fase sobreconsolidada da etapa de consolidação K_0 do ensaio $ETAK_{0.5}$. Na mesma figura introduziram-se as equações de Schmidt (1955) e Alpan (1967), apresentadas no Capítulo 2, que relacionam o K_0 de um solo com o respectivo OCR .

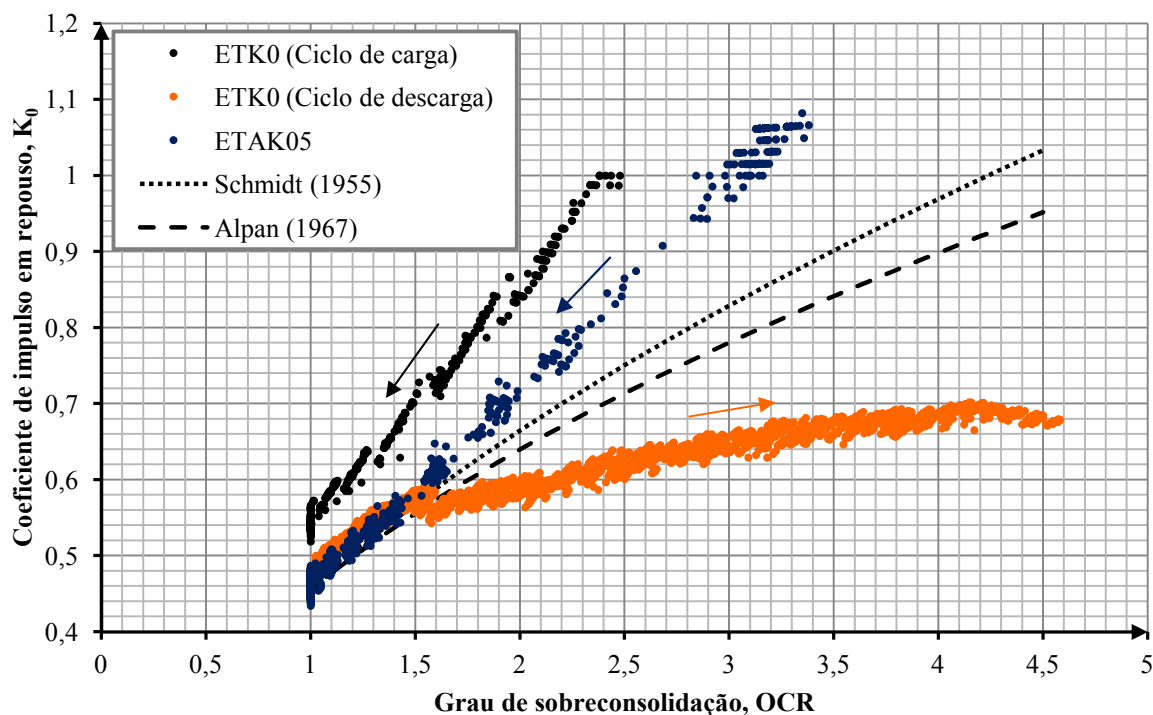


Figura 5.12 Evolução $OCR - K_0$ para os ensaios ETK_0 e $ETAK_{0.5}$. Comparação com as equações de Schmidt (1955) e Alpan (1967).

No que diz respeito à fase sobreconsolidada do ciclo de carga do ensaio ETK_0 e à fase sobreconsolidada do ensaio $ETAK_{0.5}$, observa-se que ambos os provetes evoluem desde um grau de sobreconsolidação superior à unidade, 2,4 e 3,1, respectivamente, e decrescem até atingir um OCR igual a 1, correspondente ao estado normalmente consolidado e a partir do qual K_0 toma um valor constante. No caso do ciclo de descarga do ensaio ETK_0 a evolução é inversa, partindo o provete de um grau de sobreconsolidação igual a 1, que vai crescendo até um $OCR_{máx.}$ de 4,5.

A comparação dos resultados experimentais com as equações de Schmidt (1955) e Alpan (1967) permite observar, para o ciclo de descarga do ensaio ETK_0 e para a fase sobreconsolidada do ensaio $ETAK_{0.5}$, uma forte aproximação com as equações de ambos os autores quando estão em causa

graus de sobreconsolidação aplicados aos provetes inferiores a 2. Para graus de sobreconsolidação superiores de valor superior a 2, as equações em causa sobreestimam o valor do coeficiente de impulso em repouso. No caso da fase sobreconsolidada do ciclo de carga do ensaio ETK₀ esta aproximação já não acontece, observando-se que mesmo para graus de sobreconsolidação baixos as equações em causa subestimam o valor do coeficiente de impulso calculado quando comparado com os resultados obtidos via laboratorial.

5.4. Modelação do ciclo de carga do ensaio ETK₀

5.4.1. Considerações iniciais

Para a modelação do ciclo de carga do ensaio ETK₀ utilizou-se o software Plaxis v.8.2., segundo duas abordagens distintas. A primeira abordagem pretende modelar o ensaio triaxial de consolidação K_0 de forma análoga à modelação de um ensaio edométrico convencional, com as condições de fronteira associadas, isto é, com a deformação radial fisicamente impedida. Com isto, pretende-se obter um resultado numérico para o coeficiente de impulso em repouso que seja possível comparar com o resultado obtido experimentalmente e correlacionalmente. A segunda abordagem consiste em modelar um ensaio triaxial normal, sem restrições laterais, e verificar se, ao aplicar as tensões radial e axial efectivas finais obtidas experimentalmente, a deformação radial aproximadamente nula do provete é respeitada.

Para as duas abordagens, aplicou-se o modelo *Soft Soil*, que tem por base o modelo *Cam Clay*, mas que foi particularmente desenvolvido com o intuito de ser utilizado em solos argilosos ligeiramente sobreconsolidados sujeitos a compressão primária.

Os parâmetros de resistência utilizados para caracterizar o modelo são a coesão, c , o ângulo de resistência ao corte, ϕ' , e o ângulo de dilatância, ψ . A coesão é considerada praticamente inexistente, o ângulo de dilatância nulo, pois o provete de areia argilosa encontra-se levemente sobreconsolidado, e o ângulo de resistência ao corte, calculado no Capítulo 4, toma o valor de 33°. No que diz respeito aos parâmetros de rigidez que caracterizam o modelo, definem-se o coeficiente de compressibilidade modificado, λ^* , e o coeficiente de recompressibilidade modificado, κ^* . A determinação destes parâmetros foi realizada a partir da variação logarítmica da tensão média efectiva com a extensão volumétrica da etapa de consolidação isotrópica do ensaio ETCCU, apresentada na Figura 5.13. Enquanto o valor de κ^* corresponde à inclinação da recta representada tracejado preto, associada a uma linha k de recompressão do provete, o valor de λ^* diz respeito à inclinação da recta representada a tracejado cinzento na mesma figura, associada à inclinação da LCN no referencial $\ln(p') - \varepsilon_v$.

Os valores adoptados para os parâmetros do modelo *Soft Soil* aplicado nas duas abordagens resumem-se no Quadro 5.8. De notar que, dadas as reduzidas dimensões da amostra e o tipo de análise que se pretende efectuar, não se definiram peso volúmico ou coeficientes de permeabilidade.

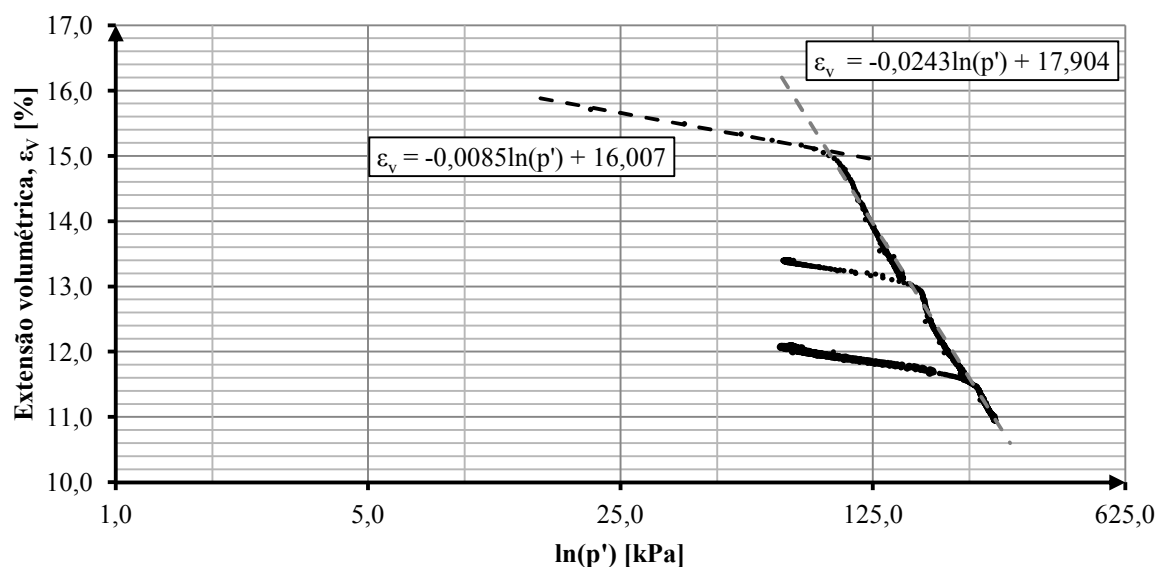


Figura 5.13 Determinação dos parâmetros de rigidez, λ^* e κ^* , para o modelo *Soft Soil*

Quadro 5.8 Parâmetros utilizados para definir o modelo *Soft Soil*

Parâmetro	Símbolo	Valor
Coefficiente de compressibilidade modificado	λ^*	0,024
Coefficiente de recompressibilidade modificado	κ^*	0,0085
Coesão	c	1 kPa
Ângulo de resistência ao corte	ϕ'	33°
Ângulo de dilatância	ψ	0°

Dado tratar-se de uma análise axissimétrica, para ambas as abordagens os deslocamentos encontram-se impedidos horizontalmente na fronteira à esquerda e verticalmente na fronteira inferior, como apresentado na Figura 5.14.

Na mesma figura encontram-se ainda representadas as dimensões do modelo utilizado e a correspondente malha. Devido ao facto do estado de tensão aplicado se revelar praticamente uniforme, considerou-se uma malha relativamente grosseira, com elementos de 15 nós.

A amostra é considerada totalmente saturada através da definição de um nível freático que atinge a fronteira superior do provete. Para a análise das tensões efectivas definiu-se um ponto A, aproximadamente no centro do provete, enquanto para a análise das deformações radiais definiu-se um

ponto B, na fronteira à direita do provete. Ambos os pontos correspondem à malha de pontos de integração e a sua localização é apresentada também na Figura 5.14.

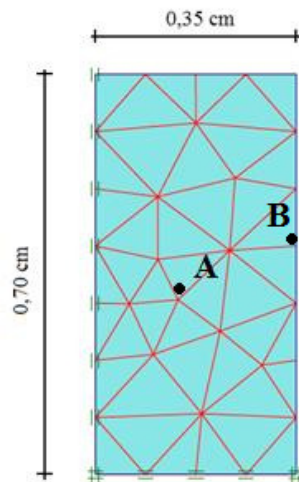


Figura 5.14 Restrições base do modelo e respectiva malha e dimensões

Para modelar a sobreconsolidação inicial do provete, introduziu-se um grau de sobreconsolidação, OCR , nas condições iniciais do modelo, de valor igual ao determinado em 5.3.1., ou seja, $OCR = 2,4$. Ainda nas condições iniciais, definiu-se um valor para o coeficiente de impulso em repouso inicial, calculado com base na equação de Schmidt (1955), $(1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'}$, e no valor de OCR referido. O resumo das condições iniciais introduzidas na modelação do ciclo de carga do ensaio ETK0 para as duas abordagens apresenta-se no Quadro 5.9.

Quadro 5.9 Condições iniciais do modelo para ambas as abordagens

Parâmetro	Símbolo	Valor
Grau de sobreconsolidação	OCR	2,4
Coeficiente de impulso em repouso	K_0	0,73

5.4.2. Abordagem 1

Como já foi referido anteriormente, a primeira abordagem pretende modelar o ciclo de carga do ensaio ETK₀ de forma análoga à modelação de um ensaio edométrico convencional. Como tal, para além das restrições demonstradas na Figura 5.14, que resultam da análise axissimétrica, introduziu-se ainda na fronteira à direita uma restrição aos deslocamentos horizontais, como demonstra a Figura 5.15. No topo do provete encontra-se aplicada uma carga A uniformemente distribuída que pretende reproduzir o efeito da tensão vertical a actuar no provete.

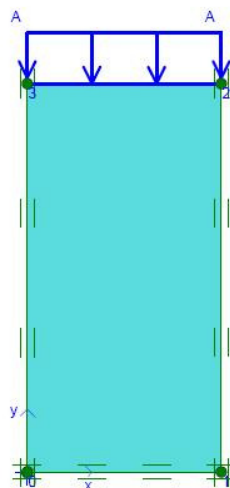


Figura 5.15 Modelo adoptado na primeira abordagem

No que diz respeito à identificação das fases de cálculo adoptadas e respectivas características, apresenta-se um resumo das considerações tomadas no Quadro 5.10. O valor do carregamento seleccionado para a fase n.º 2 pretende ser da mesma ordem de grandeza daquele utilizado no ciclo de carga do ensaio ETK₀.

Na Figura 5.16. apresentam-se as trajectórias em termos de tensões efectivas obtida para o ponto A da primeira abordagem da modelação numérica e para o ciclo de carga do ensaio ETK₀.

Quadro 5.10 Fases de cálculo da primeira abordagem

Identificação da fase	Fase n.º	Tipo de cálculo	Tipo de carregamento	Valor do carregamento
Activação da carga axial	1	Plástico	Staged construction	-
Carregamento axial	2	Plástico	Total multipliers	150 kPa

Durante a fase inicial do cálculo numérico, a trajectória de tensões efectivas não se desenvolve de forma exactamente linear, como seria, aliás, de esperar, como causa da sobreconsolidação inicial do provete. No entanto, a aproximação de uma recta à trajectória de tensões efectivas foi realizada à totalidade do gráfico, pois o facto de se ignorarem os pontos do gráfico cujos valores de tensão axial efectiva são inferiores aos da tensão de pré-consolidação não demonstra produzir qualquer influência no valor do coeficiente de impulso em repouso alcançado. Assim, o valor do coeficiente de impulso em repouso obtido a partir da inclinação da trajectória apresentada na Figura 5.16 para a modelação numérica toma o valor de 0,45.

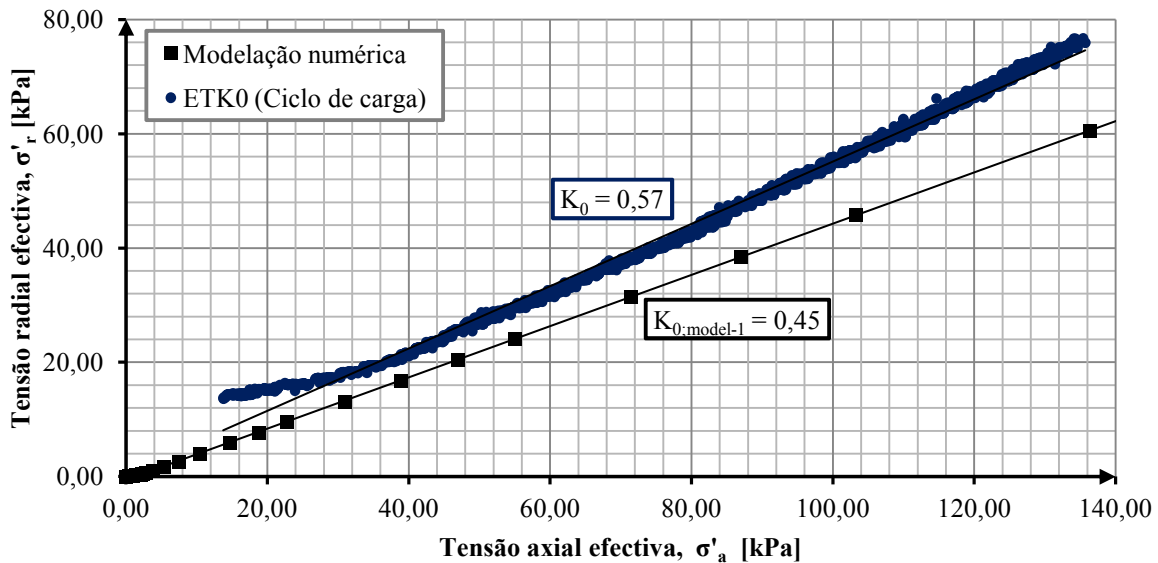


Figura 5.16 Trajectória em termos de tensões efectivas para a Abordagem 1 da modelação numérica

O valor obtido ajusta-se bastante bem aos resultados correlacionais obtidos para o provete no estado normalmente consolidado: 0,46 para a equação de Jáky (1944), 0,44 para a equação de Alpan (1967) e, de forma menos ajustada, 0,51 para a equação de Watabe et. al (2003). Quando comparado com o resultado experimental, também apresentado na Figura 5.16, e que toma o valor de 0,57, verifica-se que o valor de K_0 obtido numericamente é subestimado.

5.4.3. Abordagem 2

A segunda abordagem dada à modelação numérica do ciclo de carga do ensaio ETK₀ pretende, como já foi dito, simular a aplicação ao provete da trajectória de tensões efectivas obtida no final do ensaio em causa, isto é, $\sigma'_r/\sigma'_a = 0,57$, e verificar se a condição de deformação radial nula é, de facto, mantida. Como tal, o modelo utilizado para esta abordagem não impõe nenhuma restrição aos deslocamentos radiais na fronteira à direita, de acordo com o que se apresenta na Figura 5.17.

Na mesma figura observa-se ainda uma carga vertical uniformemente distribuída (carga A) que pretende reproduzir a acção da tensão axial efectiva e uma carga horizontal também uniformemente distribuída (carga B) que corresponde à aplicação da pressão na câmara, isto é, à aplicação da tensão radial ao provete.

No que diz respeito à identificação das fases de cálculo adoptadas e respectivas características, apresenta-se um resumo das considerações tomadas no Quadro 5.11. Como já foi dito, o valor dado às cargas A e B é igual ao valor das tensões efectivas finais obtidas no ensaio ETK₀ e o tempo é aquele que o ciclo de carga, conduzido à taxa de 2 kPa/h, demorou a atingir os 75 kPa impostos.

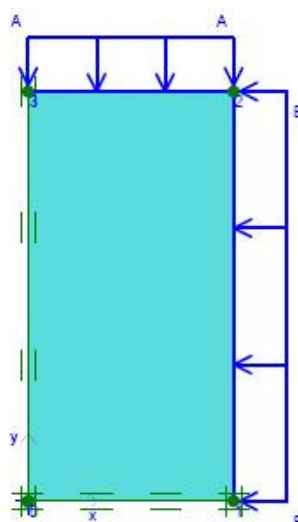


Figura 5.17 Modelo adoptado na segunda abordagem

Quadro 5.11 Fases de cálculo da segunda abordagem

Identificação da fase	Fase n.º	Tipo de cálculo	Tipo de carregamento	Valor do carregamento	Tempo
Activação das cargas	1	Plástico	Staged construction	-	-
Carregamento	2	Plástico	Total multipliers	$A = 133,5 \text{ kPa}$ $B = 75 \text{ kPa}$	30,4 h

A trajectória de tensões efectivas obtida para o ponto A na segunda abordagem, permite observar que a relação σ'_r/σ'_a foi mantida ao longo de todo o cálculo numérico constante no valor de 0,56, como demonstra a Figura 5.18.

Verifica-se então que o software Plaxis é capaz de manter uma determinada trajectória de tensões imposta pelo utilizador.

No que diz respeito ao desenvolvimento das deformações radiais do provete no ponto B, observa-se na Figura 5.19 os valores calculados, onde se observam níveis de deformação radial demasiado elevados, próximo de 2%, o que se afasta em larga escala da condição $\varepsilon_r = 0$, associada aos ensaios triaxiais de consolidação K_0 .

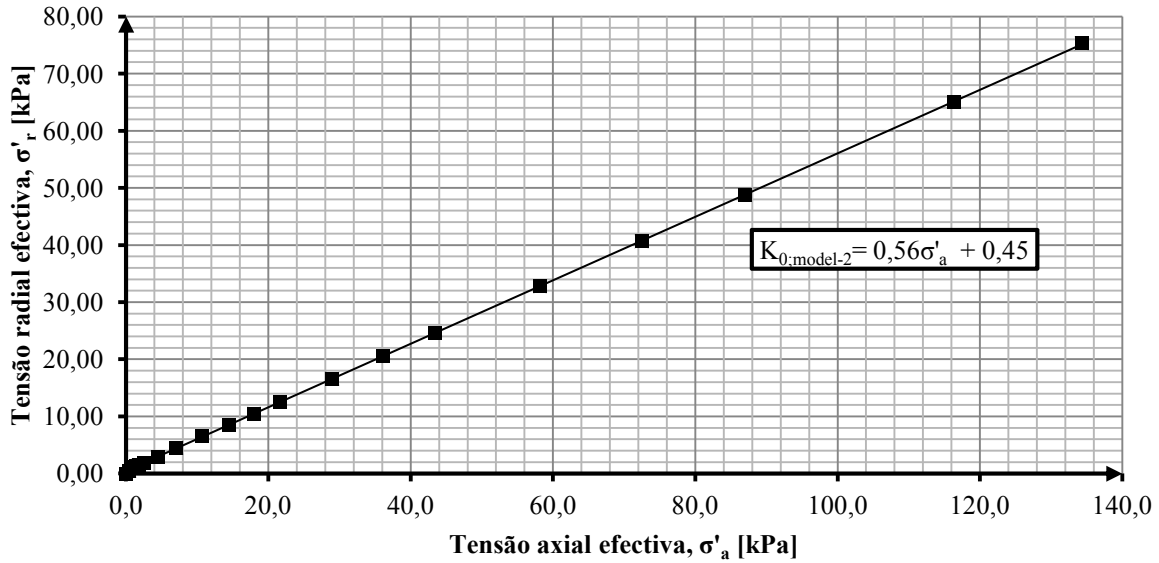


Figura 5.18 Trajectória em termos de tensões efectivas para a Abordagem 2 da modelação numérica

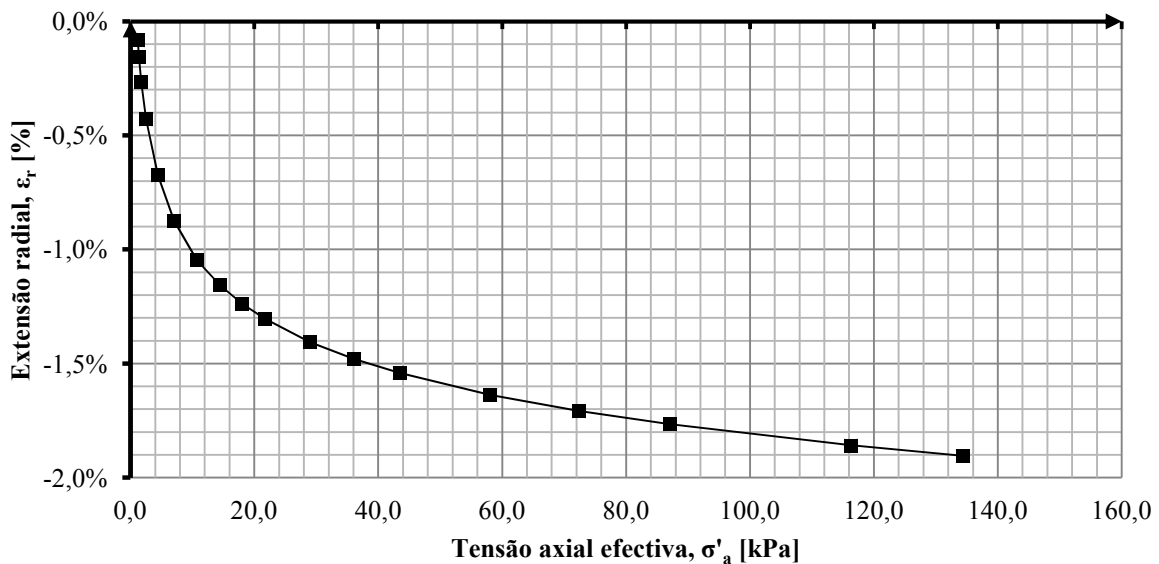


Figura 5.19 Evolução da tensão axial efectiva, σ'_a , com a extensão radial, ϵ_r , correspondente à segunda abordagem da modelação

O que acontece na realidade com o software GDSLab que controla o ensaio, é que o provete é sujeito a um processo iterativo que ajusta a tensão axial nele aplicada de forma a que a deformação volumétrica experimentada pelo provete como causa da aplicação da tensão radial imposta, seja na sua maior parte remetida para a deformação axial. O software Plaxis não é capaz de fazer este processo iterativo porque não tem sensibilidade para medir a deformação radial e aumentar mais ou menos a tensão axial de forma a anular essa deformação, pelo que é natural que se observem os valores apresentados na Figura 5.19. Assim, embora em ambos os casos, experimental e numérico, as tensões

atingidas sejam as mesmas, o caminho percorrido até atingir esses valores difere, influenciando a deformação radial sofrida pelo provete.

6. Conclusões Finais e Desenvolvimentos Futuros

No presente documento pretendeu-se estudar o coeficiente de impulso em repouso de um solo constituído por areia argilosa sujeito a diferentes graus de sobreconsolidação, utilizando, para tal, um ensaio triaxial de consolidação K_0 controlado automaticamente.

Para o efeito foi necessário estudar o modo de funcionamento do equipamento e software de aquisição de dados disponíveis no laboratório de Mecânica dos Solos do DEC – FCT, para a realização deste tipo de ensaios onde os deslocamentos radiais encontram-se impedidos.

Os ensaios triaxiais de aferição do tipo K_0 realizados no sentido de estabelecer um procedimento a adoptar na realização de ensaios triaxiais de consolidação K_0 , empregando, para tal o equipamento e software estudados, permitiram retirar as seguintes conclusões:

- O dispositivo de extensão não é um elemento imprescindível à obtenção de resultados válidos para o coeficiente de impulso em repouso através de ensaios triaxiais de consolidação K_0 , dado que, em geral, a tensão axial efectiva se mantém superior à tensão radial efectiva;
- Em ensaios em que o dispositivo de extensão necessita ser aplicado, o ajuste das peças intervenientes deve ser realizado, de preferência, logo após a montagem do provete na câmara ou então antes de se aplicarem pressões elevadas;
- No que diz respeito ao controlo da deformação radial do provete, associada à validade do ensaio triaxial de consolidação K_0 , verificou-se o seu valor se manteve durante todo o ensaio abaixo de limites considerados aceitáveis para validar os resultados obtidos;
- Para o solo ensaiado, a taxa de carregamento de 2 kPa/h revelou-se suficientemente lenta para controlar o excesso de pressão intersticial gerado no interior do provete, mantendo-o aproximadamente nulo.

Com base nesta metodologia, realizou-se um ensaio triaxial de consolidação K_0 , no qual se submeteu o provete a ciclos de carga e descarga, tendo-se concluído os seguintes pontos:

- A utilização de tensões axiais efectivas ou de tensões médias efectivas para o cálculo da tensão de pré-consolidação, σ'_p , dos provetes, tem influência no valor do grau de sobreconsolidação inicial obtido para os mesmos. Esta influência seria de esperar, pois em consolidação anisotrópica, como é o caso da consolidação K_0 , os valores da tensão axial efectiva e da tensão média efectiva não coincidem;
- Durante o ciclo de carga, o coeficiente de impulso em repouso toma um valor constante para valores de tensão axial efectiva superiores à tensão de pré-consolidação;
- O valor de K_0 obtido experimentalmente para o estado normalmente consolidado é, apenas para o provete do ensaio ETK₀, superior aos resultados obtidos através dos métodos correlacionais. Dentre os três autores, Jáky (1944), Alpan (1967) e Watabe et al. (2003), o último é aquele que devolve resultados mais próximos dos experimentais;
- Para a evolução do K_0 do provete no estado sobreconsolidado, concluiu-se que o ajuste das equações correlacionais de Schmidt (1955) e Alpan (1967) apenas devolve boas aproximações quando estão em causa graus de sobreconsolidação relativamente baixos (inferiores a 2).
- A primeira abordagem da modelação numérica permitiu obter um valor de K_0 bastante próximo dos resultados correlacionais, mas, consequentemente, menos ajustado aos resultados experimentais;
- Na segunda abordagem, não foi possível obter uma deformação radial nula para o provete, como na realidade se obteve experimentalmente após se aplicarem as tensões efectivas finais do ensaio ETK₀. Tal deve-se ao facto do Plaxis não conseguir aplicar um processo iterativo ao provete que ajuste a tensão axial efectiva, aumentando-a progressivamente de forma a contrair a deformação radial observada.

Como desenvolvimentos futuros para o estudo desenvolvido no presente documento, sugerem-se as seguintes abordagens:

- Definir um procedimento normalizado de preparação dos provetes reconstituídos de solo coesivo a utilizar em ensaios triaxiais, sobretudo no que diz respeito ao processo de compactação dos mesmos;
- Avaliar qual das tensões efectivas, axial ou média, é a mais indicada para o cálculo de graus de sobreconsolidação;

-
- Desenvolver novas equações que relacionem o OCR de um solo com o seu coeficiente de impulso em repouso para graus de sobreconsolidação elevados.
 - Elaborar diferentes análises numéricas que permitam reproduzir as deformações realmente experimentadas pelo provete quando se aplicam as tensões resultantes dos ensaios conduzidos no laboratório. Para tal, sugere-se, por exemplo, a criação progressiva de fases de cálculo que apliquem valores pequenos de tensão calculados a partir da deformação radial experimentada pelo provete na fase anterior.

7. Referências Bibliográficas

Geral

(Alpan, 1967) – Alpan, I. (1967): “The Empirical Evaluation of the Coefficients K_0 and K_{0r} ,” *Soils and Foundations*, Vol.7, No.1, pp- 31-40.

(Bishop e Henkel, 1962) – Bishop, A. W., e Henkel, D. J. (1962): “The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test”, E. Arnold, London.

(Bjerrum e Andersen, 1972) – Bjerrum, L., Andersen K.H. (1972): “In-situ measurement of lateral pressures in clay,” *European conference on SMFE*, Madrid, Vol. I, p. 11–9.

(Brooker e Ireland, 1965) – Brooker, E.W. e Ireland, H.O. (1965): “ Earth pressures at rest related to stress history,” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 2, No.1, pp. 1-5.

(Bozozuk, 1974) – Bozozuk, M. (1974): “Minor principal stress measurements in marine clay with hydraulic fracture tests,” *Proceedings of the Engineering Foundation Conference on Subsurface Exploration for Underground Excavation and Heavy Construction*, Henniker, N.H., pp. 333–349.

(Budhu, 2000) – Budhu, M. (2000): *Soils Mechanics and Foundations*, John Wiley & Sons, INC.

(Clayton et al., 1995) – Clayton, C. R. I., Matthews, M. T. e Simons, N. E.: *Site Investigation*, Segunda Edição, University of Surrey.

(Eliadorani e Vaid, 2005) – Eliadorani, A. A. and Vaid, Y. P. (2005): “The measurement of K_0 , the coefficient of earth pressure at rest by the strain path loading technique”, *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol.2, pp.345-348.

(Faneco, 2011) – Faneco, S. J. (2011): “Procedimento experimental para a realização de ensaios triaxiais sobre amostras saturadas de areia argilosa”, *Relatório interno de estágio*, Departamento de Engenharia Civil, DEC – FCT.

(Faria et al., 2005) – Faria, N. V., Viana da Fonseca, A. E Ferreira, C. (2005): “Proceso de saturación de ensayos triaxiales,” *Geotecnia*, No. 104, pp.31-42.

(Hamouche et al., 1995) – Hamouche, K.K., Leroueil, S., Roy, M. and Lutenecker, A.J. (1995): “In situ evaluation of K_0 in eastern Canada clays,” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.32, pp. 677-688.

(Head, 1998) – Head, K.H. (1998): *Manual of Soil Testing. Vol.3: Effective Stress Tests*, John Wiley & Sons, INC.

(Jáky, 1944) – Jáky, J. (1944): “The Coefficient of Earth Pressure at Rest”, *Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers*, pp. 355-358.

(Jesus da Silva, 1999) – Jesus da Silva, E. M. (1999): “Uma Contribuição para a Interpretação do Ensaio Pressiométrico Autoperfurador em Argila,” Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

(Kliewer, 1992) – Kliewer, J.E. (1992): “Test Procedures for Low-Confining Stress, Multistage Triaxial Testing of Compacted Cohesive Soil,” Dissertação de Mestrado, Oregon State University, United States.

(Macedo e Santana, 2009) – Macedo, R., Santana, T.: “Determinação de K_0 a partir da medição controlada da variação de volume em ensaios triaxiais,” Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

(Mayne e Kulhawy, 1982) – Mayne, P.W. and Kulhawy, F.H. (1982): “ K_0 -OCR relationships in soil,” *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.108, No.GT6, pp. 851-872.

(Menzies, 1988) – Menzies, B. K. (1988): “A Computer Controlled Hydraulic Triaxial Testing System,” *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP 977, Robert T. Donaghe, Ronald C. Chaney e Marshall L. Silver, Eds. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 82-94.

(Mesri e Hayat, 1993) – Mesri, G. and Hayat, T.M. (1993): “The coefficient of earth pressure at rest,” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.30, No.4, pp. 647-666.

(Penman, 1975) – Penman, A. D. M. (1975): “Earth pressure measured with hydraulic piezometers,” *Proceedings ASCE Speciality Conf. on In-situ Measurement of Soil Properties*, North Carolina State University, Vol.2, pp. 361-381.

(Poulos e Davis, 1972) – Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1972): “Laboratory Determination of In-situ Horizontal Stress in Soil Masses,” *Geotechnique*, Vol. 22, pp. 177-182.

(Siddique et al., 1995) – Siddique, A., Clayton, C. R. I. and Hopper R. J. (1995): “A Numerical Investigation of Rate Loading for K_0 -Consolidation of London Clay,” *Journal of Civil Engineering Division*, Vol. CE23, No.1, pp. 19-29.

(Silva de Oliva, 2009) – Silva de Oliva, R. R. R. (2009): “Caracterização do Comportamento de Materiais a partir do Ensaio Pressiométrico,” Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.

(Schmidt, 1966) – Schmidt, B. (1966): “Discussion of Earth pressures at rest related do stress history,” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.3, pp. 239-242.

(Teerachaikulpanich et al., 2007) – Teerachaikulpanich, N., Okumura, S., Matsunaga, K. e Ohta, H. (2007): “Estimation of Coefficient of Earth Pressure At Rest Using Modified Oedometer Test,” *Soils and Foundations*, Vol.47, No.2, pp. 349-360.

(Vardhanabhuti et al., 2009) – Vardhanabhuti, B., Watanabe, S. and Ohta, H. (2009): “Estimating K_0 -value of natural soft clay deposit using COWK triaxial apparatus,” *Proceedings of The Sixth Regional Symposium on Infrastructure Development*, Bangkok, Thailand, GEO-27.

(Watabe et al., 2004) – Watabe, Y., Tanaka, M. e Takemura, J. (2004): “Evaluation of in-situ K_0 por Ariake, Bangkok and Hai-Phong clays,” *Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, Viana da Fonseca & Mayne, pp. 1765-1772.

(Watabe et al., 2003) – Watabe, Y., Tanaka, M., Tanaka, H. e Tsuchida, T. (2003): “Evaluation of in-situ lateral earth pressure at rest for marine clay by means of triaxial cell,” *Soft Ground Engineering in Coastal Areas*, Tsuchida et al., pp. 97-103.

Manuais

50 kN Load Frame Handbook (2005), GDS Instruments, Lda.

Material Models Manual (2000), Plaxis v.8, Delft University of Technology & Plaxis b.v.

Soils Mechanics Testing Systems (2008), Wykeham Farrance, 18ª Edição.

The GDS 8 Channel Serial Data Acquisition Pad (2001), GDS Instruments, Lda.

The GDS Laboratory Users Handbook (2003), GDS Instruments, Lda. v.2

The GDS Standard Digital Controller (2001), GDS Instruments, Lda.

The GDS Triaxial Automated System Hardware Handbook (2000), GDS Instruments, Lda.

Normas

ASTM D 4767 – 04 (2002) Standard Test Methods for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soil, ASTM, United States.

CEN ISO/TS 17892-9 (2004), Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil. Part 9: Consolidated triaxial compression tests on water-saturated soil, International Organization for Standardization, Switzerland.

JGS 0525 (2000): Method for K_0 Consolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Soils with Pore Water Pressure Measurements.

LNEC (1965): NP-84 Determinação do teor em água. Norma Portuguesa Definitiva, pp. 1-2.

NF P94-074 (1994): Soils: reconnaissance et essays, Essais à l'appareil triaxial de révolution, 1er tirage, AFNOR, France.

LNEC (1966): E196-1966 Análise Granulométrica. Especificação LNEC, pp. 1-9.

LNEC (1969): NP-143 Determinação dos limites de consistência. Norma Portuguesa Definitiva, pp. 1-6.